



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología **de la Construcción**

Monografía

Para optar al título de ingeniero civil

DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO MÁS PLANTA DE TRATAMIENTO PARA CIUDADELA DE INTERÉS SOCIAL DE 3068 VIVIENDAS LA MERCED.

Elaborado por

Br. José Ángel Ponce Blanco.
Br. Byron Antonio Bejarano Barillas.
Br. Thairo José Paz Acuña.

Tutor

Ing. José Angel Baltodano.

Managua, Noviembre 2018.

DEDICATORIA

A DIOS por brindarnos la bendición de la salud y bienestar, permitiéndome alcanzar mis sueños y metas, además de su eterna bondad y amor.

Br José Angel Ponce Blanco

A mis padres José Ángel Ponce Benavides y María Auxiliadora Blanco Fonseca, quienes con su amor incondicional, consejos y motivación lograron enseñarme buenos hábitos, valores para llegar a hacer un profesional y aprender a perseverar en mis objetivos propuestos.

Br. Byron Antonio Bejarano Barillas.

A mi esposa Verónica Rivera que con su paciencia, comprensión y motivación que siempre me ha brindado, para continuar y culminar con mis estudios aun en los momentos más difíciles.

A mi mamá Leonor Castro Leiva, que con su amor incondicional, consejos y motivación logro enseñarme buenos hábitos, valores para llegar a hacer un profesional.

A la memoria de mi abuela Melba Ríos Brenes (Q.E.P.D), tío Eduardo Alberto Bejarano Castro (Q.E.P.D) aunque DIOS quiso llevárselos antes de que vieran mis triunfos, quienes en todo momento confiaron que los llegaría a cumplir.

AGRADECIMIENTO

A DIOS todopoderoso por haberme dado la existencia y permitido llegar a culminar la carrera.

A mis familiares por el apoyo que me brindaron en algún momento de la etapa de mi preparación para lograr ser un profesional.

A los docentes que me han acompañado durante el largo camino, brindándome siempre su orientación con profesionalismo ético en la adquisición de conocimientos y afianzando mi formación como estudiante universitario.

A mi nuestro tutor MSc. Ing. José Ángel Baltodano quien con su enseñanza y sabiduría supo guiarnos en la realización de este trabajo monográfico.

A mis hermanas y todos quienes de una u otra forma han apoyado y colocado un granito de arena para el logro de este Trabajo monográfico, agradezco de forma sincera su valiosa colaboración.

A todas y todos quienes de una u otra forma han colocado un granito de arena para el logro de este Trabajo monográfico, agradezco de forma sincera su valiosa colaboración.

RESUMEN DEL TEMA

El siguiente documento monográfico presenta el estudio y diseño de alcantarillado sanitario más planta de tratamiento de una ciudadela de interés social con una cantidad de viviendas de 3068 casas llamada Virgen LA MERCED. Está dividido en seis capítulos, a la misma vez cada capítulo se sub divide en temas específicos, que a continuación se describen.

El primer capítulo contextualiza el estudio y contiene introducción, antecedentes, justificación y los objetivos por los cuales se guará este estudio que estamos presentando.

El segundo capítulo describe, ubica y caracteriza el lugar de estudio describiendo la zona y proporcionando los datos generales que se necesitan saber previos al tipo de estudio que se va a realizar y que caracterizan en buena manera el tipo de infraestructuras que se van a proponer.

En el capítulo tres, basado a las normas nacionales de agua y saneamientos y los criterios de diseño que se utilizan para proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario tanto a nivel nacional como internacional, en base a esto se han establecido un conjunto de normas y criterios de diseño que garantizan el buen funcionamiento de los acueductos, donde se definen las variables a utilizar para poder realizar el diseño del presente estudio.

En el Capítulo cuatro está referido al diseño metodológico, en este se describe paso a paso como se utilizaron las normas, tablas, criterios de diseño y fórmulas utilizadas en los procesos de cálculos hidráulicos y que justificaron la dimensión, y el tipo de obras propuestas para: sistema de recolección, estación de bombeo y planta de tratamiento.

El capítulo cinco muestra todos los resultados obtenidos luego de realizar toda la recolección de datos, estudios y de haber aplicado toda la metodología de cálculo, aquí se muestran el paso a paso de la aplicación numérica y también se van explicando los criterios utilizado para justificar en base a todo lo planteado anteriormente, también se redacta un poco sobre las justificaciones en algunas decisiones o criterios que son propias de los diseñadores que realizaron el trabajo, en este caso los participantes realizadores de este estudio monográfico.

Finalmente, en el capítulo seis se presentan las conclusiones más importantes del trabajo monográfico, así como las recomendaciones para la correcta ejecución del proyecto.

INDICE

CAPITULO 1: GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES	1
1.3 JUSTIFICACIÓN	2
1.4 OBJETIVOS	3
1.4.1 Objetivo general	3
1.4.2 Objetivos Específicos	3
CAPITULO 2: DESCRIPCIÓN DEL SITIO.	5
2.1 SITUACIÓN GEOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA.....	5
2.2 CLIMA Y PRECIPITACIONES	6
2.3 PERFIL SOCIO-ECONÓMICO.....	7
2.4 ACCESIBILIDAD	8
2.5 INFRAESTRUCTURA.	9
2.6 EQUIPAMIENTOS EN EL CONTORNO.	9
CAPITULO 3: MARCO TEÓRICO	11
3.1 ESTUDIO Y PROYECCIÓN DE LA DEMANDA.....	11
3.2 DOTACIÓN DE AGUA	12
3.3 FUENTES DE ABASTECIMIENTOS.....	12
3.4 OBRAS DE CAPTACIÓN	13
3.5 PERIODO DE DISEÑO	13
3.6 ESTACIÓN DE BOMBEO	14
3.7 LÍNEA DE CONDUCCIÓN	15
3.8 RED DE DISTRIBUCIÓN	15
3.9 ALMACENAMIENTO.....	16
3.10 CALIDAD DEL AGUA.....	17
3.10.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICO - QUÍMICAS Y BACTERIOLÓGICAS.	17
3.11 CANTIDADES DE AGUAS RESIDUALES.	20
3.11.1 GASTO DE INFILTRACIÓN (Q_{inf}).	20
3.11.2 GASTO MEDIO (Q_m).	21
3.11.3 GASTO MÍNIMO DE AGUAS RESUALES (Q_{min}).	21

3.11.4 GASTO MÁXIMO DE AGUAS RESIDUALES (Q_{max}).	21
3.11.5 GASTO DE DISEÑO (Q_d).	21
3.12 PERÍODOS DE DISEÑO ECONÓMICOS PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS.	22
3.13 HIDRÁULICA DE ALCANTARIAS.	23
3.13.1 FÓRMULA Y COEFICIENTE DE MANNING.	23
3.13.2 DIÁMETRO MÍNIMO.	24
3.13.3 PENDIENTE MÍNIMA.	24
3.13.4 PÉRDIDA DE CARGA ADICIONAL.	25
3.13.5 CAMBIO DE DIÁMETRO.	25
3.13.6 ÁNGULOS ENTRE TUBERÍAS.	26
3.13.7 COBERTURA SOBRE TUBERÍAS.	26
3.13.8 UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS.	26
3.13.9 SECCIONES ESPECIALES DE ALCANTARILLAS.	26
3.13.10 SIFONES INVERTIDOS.	27
3.13.11 CONEXIONES DOMICILIARES.	27
3.14 POZOS DE VISITA SANITARIOS (PVS).	28
3.14.1 UBICACIÓN.	28
3.14.2 DISTANCIA MÁXIMA ENTRE POZOS.	28
3.14.3 CARACTERÍSTICAS DEL POZO DE VISITA.	29
3.14.4 POZOS DE VISITA CON CAÍDA.	30
3.15 CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.	31
3.15.1 CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.	31
3.15.2 CONTAMINANTES DE IMPORTANCIA EN EL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.	34
3.15.3 CARACTERÍSTICAS MÁS IMPORTANTES DE LAS AGUAS RESIDUALES. ..	35
3.16 PROCESOS DE TRATAMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES.	36
3.17 TRATAMIENTOS UNITARIOS PARA AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS	37
CAPITULO 4: DISEÑO METODOLÓGICO.	52
4.1 DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO METODOLÓGICO.	52
4.2 DATOS BÁSICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL DISEÑO.	52

4.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA RED.....	53
4.4 DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO.	55
CAPITULO 5: CÁLCULOS, RESULTADOS Y DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA PROPUESTO.....	57
5.1 RESULTADOS DE LOS DATOS BÁSICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL DISEÑO.	57
5.2 CONDICIÓN DE ESCURRIMIENTO NATURAL Y DRENAJE DEL SISTEMA.....	59
5.3 DESCRIPCIÓN DEL TRAZADO.	62
5.4 SISTEMA COMPLETO DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO.....	66
5.4.1 Red de Recolección de Aguas Residuales Domésticas.....	67
5.4.2 Estación de Bombeo de Aguas Residuales Domésticas.....	69
5.4.3 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas.....	73
5.4.4 Elementos de la planta de tratamiento de agua residual.....	76
5.4.4.1 La bomba	76
5.4.4.2 Canal de entrada:.....	78
5.4.4.3 Rejas:	79
5.4.4.4 Desarenador:.....	80
5.4.4.5 Canaleta Parshall	82
5.4.4.6 Tanque Imhoff	85
5.4.4.7 Reactor UASB	90
5.4.4.8 Cloración:	91
5.5 EFICIENCIA DEL SISTEMA PROPUESTO:	94
CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
6.1 CONCLUSIONES.....	101
6.2 RECOMENDACIONES.	102
BIBLIOGRAFÍA	103

ANEXOS

CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

En estos últimos años se vive una aceleración en el incremento poblacional que ha saturado todas las regiones céntricas de Managua, esto ha requerido de la identificación de nuevas zonas aledañas a la capital, donde se puedan establecer y desarrollar asentamientos, ciudadelas o zonas habitacionales extensas de interés social, para dar solución al déficit habitacional al que nos enfrentamos actualmente.

El proyecto Habitacional Ciudadela Virgen de la Merced es una de estas zonas Ubicadas en las periferias de Managua que cuenta con las condiciones para el desarrollo habitacional de interés social y este serviría como parte de la solución para paliar el déficit habitacional de interés social al que actualmente se enfrenta Nicaragua.

Es de vital importancia que este tipo de proyectos se diseñen, planifiquen y desarrollen adecuadamente para que el crecimiento habitacional se vaya dando de manera ordenada, segura y amigable con la naturaleza, y no nos suceda lo que hace muchos años cuando se generaron un sin número de asentamientos espontáneos que al crecer y desarrollarse sin las consideraciones técnicas y urbanísticas necesarias quedaron vulnerables a los desastres naturales, inviernos, contaminaciones y dificultades para abastecerlos de necesidades básicas como Luz, Agua Potable y Alcantarillado Sanitario.

1.2 ANTECEDENTES

Anteriormente todos los sistemas de Aguas Residuales domésticas e industriales en Managua, se conectaban a las redes viejas de recolección que iban a parar al lago Xolotlán sin ningún tipo de Tratamiento, esto ocasionó un gran problema

ambiental de contaminación en el lago causado principalmente por los sólidos que causaban una eutrofización acelerada, también por los metales pesados enviados por las industrias enclavadas a orillas del lago que vertían sus desechos sin ningún tipo de control sanitario ni proceso.

En los municipios de aledaños a Managua las soluciones sanitarias consistían en Letrinas o sumideros pero al crecer estas poblaciones esto se convirtió en un problema ambiental pues al depositar los desechos en el subsuelo se comenzó a correr el riesgo de contaminar nuestras fuentes de agua subterránea las cuales son la principal fuente de abastecimiento de agua potable en nuestro país.

Con el pasar de los tiempos y para buscar soluciones rentables a este problema de la deposición de las aguas residuales se han venido construyendo en todo el país una gran cantidad de plantas de tratamiento sencillas de bajos costos constructivos y operativos pero que cumplan con las normativas ambientales mínimas para evitar la contaminación por la deposición de las aguas residuales domésticas.

Hoy en día está ya regulado y normado por el estado que el establecimiento de los nuevos residenciales o ciudadelas de este tipo posean todas sus respectivos sistemas de recolección de aguas servidas y sus plantas de tratamiento.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Este proyecto habitacional será construido tomando en cuenta absolutamente todas las consideraciones necesarias para que los habitantes gocen de todos los servicios básicos de manera adecuada sin afectar a los asentamientos e industrias vecinas ni a la naturaleza y mantos acuíferos que existen en el sitio.

Uno de estos servicios y no menos importantes que los otros son, el Abastecimiento de Agua potable, Recolección de Aguas residuales domésticas y el Tratamiento de estas para evitar contaminaciones de los mantos de agua potable.

En esta parte del Proyecto se realizarán los diseños de los sistemas recolección y tratamiento de las aguas residuales domésticas para solución a estos servicios básicos, tal y como se requiere y tomando en cuenta las leyes de Nicaragua que rigen este tipo de servicios.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

Realizar un diseño tanto del sistema de recolección de Aguas Residuales Domésticas, como el diseño de la planta de Tratamiento que sirva para todas las aguas recolectadas y que se pueda realizar una correcta deposición en un lugar adecuado, tomando en cuenta toda la normativa vigente bajo la que se rigen estos tipos de trabajo en el país.

1.4.2 Objetivos Específicos

1. Realizar un Sistema de recolección de las aguas residuales domésticas adecuado para dar cobertura al 100% de las lotificación.
2. Realizar los diseños de la planta de tratamiento para tratar las aguas residuales domésticas recolectadas.
3. Realizar un análisis para determinar la mejor manera de conducir los caudales de las aguas residuales hacia el lado más óptimo de tratamiento.

4. Realizar un análisis en el cual se evalúen varios tipos de tratamiento de agua para ver cuál es el más adecuado para el espacio, construcción y operación de la planta según los procesos.
5. Realizar los análisis técnicos y económicos respectivos para todo lo antes mencionado con el fin de dar dimensionamientos y costos finales de las obras.

CAPITULO 2: DESCRIPCIÓN DEL SITIO.

2.1 SITUACIÓN GEOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA

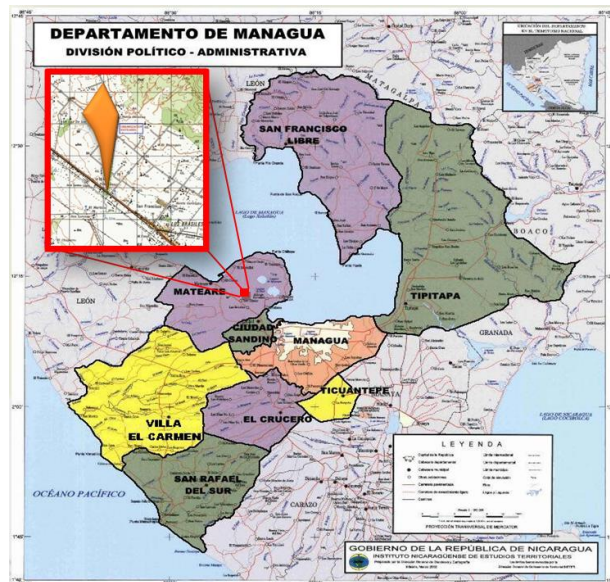
El Proyecto Habitacional Virgen la Merced es una lotificación que se desea desarrollar para viviendas de interés social, está ubicado en el municipio de Mateares en el Km 17.5 carretera nueva a León, frente a la entrada de Ciudad El Doral, actualmente es un terreno baldío con una extensión de 210 manzanas en la cual se pretende construir una 3,068 casas, tiene una forma alargada en dirección de Norte a Sur y termina en un pico en el punto exacto que da con la carretera.

MACRO-LOCALIZACIÓN

El proyecto está localizado en el Municipio de Mateare, al Noroeste de la ciudad de Managua.

Plano N° I.1

Macro Localización.



Fuente: Extraído de Google.

MICRO-LOCALIZACIÓN

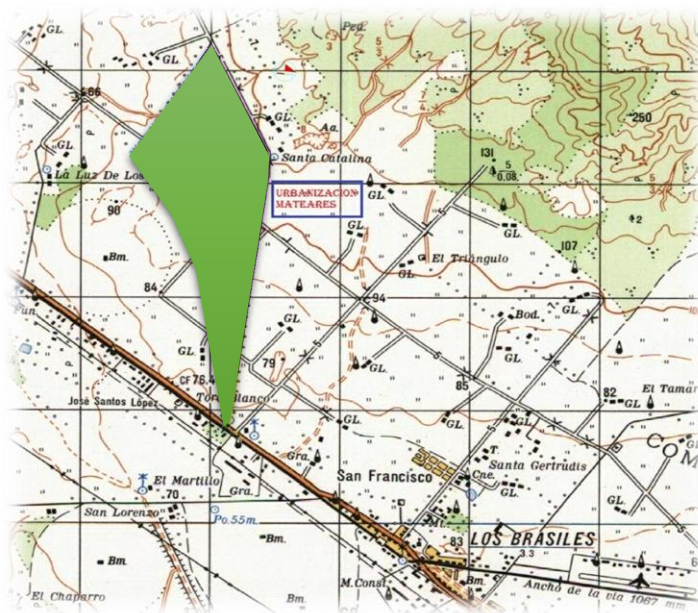
El sitio se encuentra ubicado en el Km. 17.4 de la carretera nueva a León, Frente a la Urbanización Ciudad el Doral, en la denominada “Hacienda Punta de Plancha”.

EL SITIO.

El Terreno colinda con:

- Norte: Remanente de Finca el Cambio y el Paraíso.
- Sur: Carretera Managua –León
- Este: Fernando Mendoza y Santa Inés.
- Oeste: El Paraíso y Buena Vista.

Plano N° I.2 Micro localización.



Fuente: Extraído de Google.

2.2 CLIMA Y PRECIPITACIONES

La caracterización climatológica de la zona se evaluó con los datos meteorológicos de la zona. La temperatura media anual es de 27.6° C, el período más caluroso ocurre desde Marzo hasta Mayo y el más fresco desde Septiembre hasta Enero, la

temperatura media del mes más frío es 26.3°C. La evaporación media anual asciende a 2128.8 mm, con valores máximos en Marzo. La humedad relativa media anual es del 73.3%. La velocidad media del viento asciende a 2.5 m/s con dirección predominante hacia el este, el brillo solar varía entre un máximo promedio mensual de 296.1 y un mínimo promedio mensual de 181.4 h/d.

La precipitación media anual asciende a 1646.9 mm, los meses lluviosos ocurren desde Mayo hasta Noviembre, cayendo en dicho período un 98.9% de la lluvia media anual. El mes más lluvioso es Septiembre con un valor de 463.1 mm, el período seco se da desde Diciembre hasta Abril.

2.3 PERFIL SOCIO-ECONÓMICO

La economía de esta zona la mueven las zonas francas ubicadas en los alrededores pero se estima que la mayoría de la gente que habite la ciudadela trabaje en los centros y alrededores de Managua pero que también ocupen puestos en las zonas francas.

El sistema eléctrico se realizará de manera independiente, con su propia red interna que cuente con corriente 110/220 voltios con sus transformadores en postes y con alumbrado público.

La ciudad va a tener sistema de abastecimiento de Agua, recolección de Aguas residuales Domésticas y tratamiento de las mismas e independiente, ya que no es posible conectarlas con Ciudad Sandino ni Mateares debido a topografía y ubicación.

Para el agua potable se contará con un pozo con su tanque esbelto y un abastecimiento por gravedad, la recolección se realizará con los sistemas convencionales de alcantarillado sanitario y el tratamiento de las aguas será por

reactores biológicos del menor costo posibles pero que cumplan con las normativas ambientales vigentes para estos tipos de procesos.

Para los depósitos de Basura si se tendrá que arreglar con alguna de las alcaldías más cercanas, y que esté en condiciones para cumplir con la recolección de las mismas para llevarlas a sus respectivos botaderos y no generar problemas ambientales.

Se estima que la ciudadela llegue a contar con unas 3,068 viviendas que lleguen a albergar a unas 15,340 personas. Las viviendas serán catalogadas de interés social para que los habitantes puedan acceder a facilidades en los financiamientos a través de INVUR y de esta manera se beneficie a la población más necesitada los modelos varían entre 51, 61 y 71 metros cuadrados.

2.4 ACCESIBILIDAD

Al proyecto se puede acceder a través de una senda de 17m de ancho, la cual se conecta con la carretera Nueva a León en el Km 17.4, por lo que se puede llegar al proyecto fácilmente en vehículo particular, taxi o cualquier otro medio de transporte público; lo que facilitará a sus habitantes trasladarse a Mateare, Ciudad Sandino, los sub-centros de Managua y demás Distritos.

Existen rutas de transporte inter urbano que circulan por el sector, algunas de estas son:

- Rutas Managua – Chinandega
- Rutas Managua – León
- Rutas Managua – La Paz Centro
- Rutas Managua – Nagarote
- Rutas Managua – Mateare

2.5 INFRAESTRUCTURA.

Red eléctrica: Existe la red Pública de energía eléctrica, y alumbrado público cerca del terreno, facilitando así el acceso ha dicho servicio en el proyecto.

Agua Potable: Actualmente no existe una red de ENACAL que proporcione el suministro de agua potable en la zona.

Alcantarillado Sanitario: En la zona no existe red de alcantarillado sanitario.

Calles cercanas y pasajes internos: Fuera de la poligonal y como vía principal se encuentra la carretera nueva a León y a lo interno existen 3 sendas de tierra, no revestidas, de todo tiempo, las cuales son pases de servidumbre.

2.6 EQUIPAMIENTOS EN EL CONTORNO.

- **Centros de Salud y Hospitales cercanos a la Urbanización:**

- ✓ Hospital Nilda P. de Sedillo, Ciudad Sandino a 5 min.
- ✓ Centro de Salud de Mateare a 7 min.
- ✓ Hospital Roberto Huembés, Managua a 12 min
- ✓ Hospital Lenin Fonseca, Managua a 11 min



- **Centros educativos:**

- ✓ El Instituto Autónomo de Los Brasiles.
- ✓ Instituto Augusto Cesar Sandino, Ciudad Sandino
- ✓ Colegio San Francisco Fe y Alegría, Ciudad Sandino
- ✓ San Miguel (Instituto Técnico Católico), Ciudad Sandino
- ✓ Instituto Alfonso Cortés, Mateare



- ✓ Instituto Manuel Olivares, Managua
- ✓ Ramírez Goyena, Managua

- **Centros Comerciales:**

- ✓ Mercado de Ciudad Sandino
- ✓ Supermercados Palí de Mateare y Ciudad Sandino
- ✓ El Centro comercial de Linda Vista que cuenta con el Supermercado Unión, Sucursales de todos los bancos comerciales, restaurantes y tiendas.



- **Policía:**

- ✓ Puesto de policía Mateare
- ✓ Puesto de policía Ciudad Sandino



- **Industrias:**

- ✓ Zona Franca Industrial Los Brasiles
- ✓ Canarias de Plástico S. A. Los Brasiles
- ✓ ENABAS, Los Brasiles
- ✓ Cartonera Industrial S. A. Mateare
- ✓ Zona Franca Mateare
- ✓ Zona Franca Ciudad Sandino.



CAPITULO 3: MARCO TEÓRICO

En base a experiencias y a estudios realizados por instituciones en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario tanto a nivel nacional como internacional, se han establecido un conjunto de normas y criterios de diseño que garantizan el buen funcionamiento de los acueductos.

En el presente trabajo se utilizarán las Normas de Diseño para Abastecimiento de Agua Potable, establecidas por el Ente Regulador de los servicios de agua potable y Alcantarillado Sanitario, siendo este el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados INAA, las cuales se adaptan a la realidad del país.

3.1 ESTUDIO Y PROYECCIÓN DE LA DEMANDA

Para el diseño de un acueducto de agua potable, es necesario determinar la población de la localidad en el futuro, sobre todo al final del periodo de diseño.

Para lograr esto, se debe conocer la población actual y la forma como ha venido desarrollándose. La población se determinará según las cantidades de lotes proyectadas y se multiplicará por un índice utilizado actualmente por ENACAL que equivale a 5 HAB/VIV

3.1.1 TASA DE CRECIMIENTO

En este proyecto no se utilizará ninguna tasa de crecimiento ya que se conoce la totalidad de personas para la cual se diseñará toda la infraestructura que requiere el proyecto. Se trabajará con el método de saturación.

3.1.2 MÉTODOS DE PROYECCIÓN POBLACIONAL

La población futura de una comunidad se estimará por saturación ya que como es un proyecto de fin habitacional se conoce las capacidades de personas que el proyecto desea albergar y se estimará todo para capacidad llena de las viviendas.

3.2 DOTACIÓN DE AGUA

La dotación de agua no es más que la cantidad promedio de agua que se le asigna diariamente a cualquier individuo o instalación para que realice satisfactoriamente todas aquellas actividades que ameriten la utilización del líquido; se expresa generalmente en gal/hab/día o lt/hab/día.

La dotación de agua expresada como la cantidad de agua por persona por día está en dependencia de:

Nivel de servicio adoptado

Factores geográficos

Factores Culturales

Usos del agua

3.3 FUENTES DE ABASTECIMIENTOS

La fuente de abastecimiento para el suministro de agua potable, constituye el elemento más importante de todo el sistema por tanto debe estar suficientemente protegida y cumplir con dos propósitos:

Suministrar agua en cantidad suficiente para abastecer la demanda de la población durante el periodo de diseño considerado

Mantener las condiciones de calidad necesaria para garantizar la potabilidad de la misma.

En la selección de la fuente juega un papel importante los datos o registros hidrológicos, pero es evidente que para poder garantizar un servicio continuo y eficiente es necesario que el proyecto contemple una fuente capaz de suplir el agua para el día más crítico (Día de Máximo Consumo).

De acuerdo a la forma de aprovechamiento, consideramos dos tipos principales:

Aguas Superficiales: Ríos, lagos, lagunas, lluvia, manantiales, etc.

Aguas Subterráneas: Acuíferos Subterráneos o Sub superficiales.

3.4 OBRAS DE CAPTACIÓN

La obra de captación consiste de una estructura colocada directamente en la fuente de abastecimiento a fin de captar el caudal deseado. Su diseño depende del tipo de fuente de abastecimiento seleccionado y sus características.

Para fuentes superficiales con o sin regulación de caudales se diseñan represas, dique tomas, bocatomas laterales, bocatomas de fondo, estaciones de bombeo.

Para fuentes subterráneas la obra de captación la constituyen el pozo perforado y sus estructuras o el pozo excavado a mano y las galerías de infiltración en el caso de las aguas sub superficiales.

3.5 PERIODO DE DISEÑO

Es importante establecer la vida útil de los componentes de un sistema con el propósito de:

Conocer hasta qué punto se pueden satisfacer las necesidades futuras de la comunidad.

Que partes deben considerarse a construir de forma inmediata.

Cuáles serán las previsiones que deben tomarse en cuenta para incorporar nuevas soluciones al sistema.

Periodos de diseño de diferentes estructuras hidráulicas:

Tabla 1, Cap 3

Tipo de estructura	Periodos de Diseño
Pozos excavados	10 años
Pozos perforados	15 años
Captaciones superficiales y manantiales	20 años
Desarenador	20 años
Filtro lento	20 años
Líneas de conducción	15 años
Tanque de almacenamiento	20 años
Red de Distribución	15 años

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

3.6 ESTACIÓN DE BOMBEO

En la mayoría de los casos los sistemas de abastecimiento de agua potable, necesitan de las estaciones de bombeo para elevar o darle presión suficiente al agua y con ello abastecer satisfactoriamente a los distintos sectores del lugar.

La estación de bombeo está constituida por el equipo de bombeo (Bomba y Motor), fundaciones, caseta, conexión de bomba (sarta) y conexiones eléctricas

3.7 LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Definida como la tubería que conduce el agua desde la obra de captación hasta el tanque de almacenamiento, esta línea debe satisfacer las condiciones para el día de máximo consumo, garantizando de esta manera la eficiencia del sistema.

El tipo de línea de conducción a diseñar depende de las condiciones topográficas del área de captación con respecto a la ubicación del tanque de almacenamiento:

Si la obra de captación se encuentra en una zona topográficamente más alta que el tanque de almacenamiento, se diseña una línea de conducción por gravedad, ubicando a lo largo de la línea accesorios especiales para disipar la carga de presión, bolsas de aire en las tuberías, válvulas de limpieza, etc.

Si la obra de captación se encuentra en una zona topográficamente más baja que el tanque de almacenamiento, se diseña una línea de conducción por bombeo, para la selección del diámetro de este tipo de línea se realiza un análisis técnico-económico más cuidadoso que las líneas por gravedad.

3.8 RED DE DISTRIBUCIÓN

Es la parte del sistema de agua que se encarga de distribuir el agua en todos los puntos de consumo. Su importancia radica en poder asegurar a la población el suministro eficiente y continuo de agua en cantidad y presión adecuada.

Las redes de distribución se clasifican generalmente como sistemas en mallas y sistemas ramificados: La configuración que se da al sistema depende principalmente de la trayectoria de las calles, topografía, grado y tipo de desarrollo del área y localización de las obras de tratamiento y regularización.

Velocidades y presiones permisibles.

La presión mínima será la dinámica de 14 m y la presión máxima será la estática de 50 m. Las velocidades mínimas y máximas serán de 0.6 a 2 m/s.

Para el análisis hidráulico de la red de distribución, se utiliza el programa denominado EPANET, contando para realizar dicho análisis los planos topográficos del sistema de abastecimiento.

3.9 ALMACENAMIENTO

Generalmente es el elemento intermedio entre la fuente y la red de distribución. De su funcionamiento depende en gran parte el que pueda proyectarse un servicio continuo a la comunidad.

El tanque tiene funciones de almacenaje y de compensador de variaciones de los consumos. Existiendo variaciones de consumo para las diferentes horas de un día cualquiera, la tubería que suministra agua a las edificaciones (red) debe ser capaz de conducir el máximo gasto que una determinada zona demande en cualquier instante. Ello se transmitirá a toda la red y llegaría al tanque, el cual actuará como amortiguador (compensador) de estas variaciones horarias.

Los depósitos de almacenamientos de agua tienen como objetivo garantizar la cantidad necesaria para el consumo, con una presión adecuada a la red de distribución. Los diferentes volúmenes que se consideran para determinar el volumen de almacenamiento total son:

El volumen compensador igual al 25% del C.P.D

El volumen de reserva igual al 15% del C.P.D

El volumen contra incendio que estará en dependencia del número de habitantes y del tipo de comunidad.

3.10 CALIDAD DEL AGUA

La calidad del agua está fundamentalmente determinada por el uso que se dé a la misma así, si se utiliza para el abastecimiento de una población, será necesario que no contenga sustancias tóxicas, microorganismos patógenos que ocasionan enfermedades y que sea estéticamente atractiva para el usuario, además de poseer una temperatura moderada y debe estar libre de sustancias que causen incrustaciones en los acueductos.

Calidad del agua: se refiere al conjunto de requisitos físicos, químicos y bacteriológicos que debe satisfacer el agua para no constituir un riesgo para la vida o la salud de la población y para la protección y conservación del medio ambiente o la preservación de la naturaleza.

3.10.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICO - QUÍMICAS Y BACTERIOLÓGICAS.

Es el conjunto de características mediante las cuales se cuantifica la calidad del Agua.

3.10.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS:

Color: El color en el agua puede ser de origen mineral o vegetal, causado por sustancias metálicas como el hierro o manganeso, materiales húmicos, taninos, algas, plantas acuáticas y protozoarios, o por residuos orgánicos o inorgánicos de industrias tales como: refinerías, pulpas de café y papel.

Turbiedad: La turbiedad en el agua es atribuida principalmente a las partículas sólidas en suspensión, que disminuye la claridad y reducen la transmisión de la luz en el medio, puede ser provocada por sustancias como hierro y zinc, plancton,

algas y detritos orgánicos. La turbidez está muy ligada al color y reduce la eficiencia de la cloración.

Olor y sabor: Los términos olor y sabor generalmente se confunden, aunque ni el olor ni el sabor pueden ser directamente correlacionados, con la seguridad sanitaria de una fuente de Abastecimiento. Su presencia puede causar rechazo por parte del consumidor. Las principales causas se deben a:

Descomposición de la materia orgánica.

Algas y otros organismos microscópicos.

Hierro, manganeso y productos metálicos de la corrosión.

3.10.3 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS:

Potencial Hidrogeno: Expresa la intensidad de las condiciones ácidas o básicas de una solución cualquiera mediante la concentración del Ion hidrógeno. El Agua no tiene ácido ni álcali, tiene un valor del pH igual a 7, al que se le llama valor neutro del pH. La adición de ácidos fuertes como el Ácido Sulfúrico o el clorhídrico bajan notablemente el valor del pH, así un álcali aumenta el valor del pH sobre 7 dependiendo de la variación de la intensidad y de la cantidad de álcali que agregue.

En resumen, los valores del pH < de 7 indican Acidez, 7 indica neutralidad y los valores de 7 hasta 14 indican alcalinidad. El pH se determina por el método del calorímetro y con el aparato llamado medidor de pH.

Alcalinidad: Básicamente es la medida de la capacidad del agua para neutralizar acidez. La alcalinidad de las aguas naturales está dada en primer lugar por las sales de ácidos débiles, aunque pueden también contribuir las bases débiles o fuertes.

Cloruros: La forma más común de ocurrencia de los cloruros en el agua para el consumo humano es el cloruro de sodio o sal común. La presencia de cloruros en el agua se considera importante más por razones del gusto que le comunican que por motivos de salud.

Dureza: La presencia de cationes polivalentes, principalmente los cationes de calcio y de magnesio dan origen a la dureza de las aguas. No se ha encontrado ninguna correlación entre las aguas con alto contenido de dureza y daños al organismo.

Hierro y Manganeseo: El hierro y el manganeso están muy frecuentemente ligados y son raras las aguas que los contienen independientemente. La presencia del Hierro en el agua produce mal sabor (amargo) y color rojizo, produce manchas en la ropa, aparatos sanitarios y se deposita en la red de distribución causando obstrucción y alteraciones en la turbiedad y el color. El Manganeseo, produce los mismos efectos del hierro, además en los animales afecta el crecimiento y formación de los huesos, reproducción y la sangre. En las ratas tiende a producir cirrosis en cantidades altas.

Nitrato: La presencia de nitrato no es extraño especialmente en agua de pozos que pueden recibir infiltraciones de tanques sépticos, ganadería, etc.

3.10.4 CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS.

Las características microbiológicas del agua en los sistemas de abastecimiento tienen una gran importancia desde el punto de vista sanitario por los múltiples efectos negativos que pueden causar en la salud de los consumidores de agua. Se incluyen en este grupo, todos los organismos vivos desde los microscópicos hasta organismos mayores estas son las bacterias, algas, hongos y protozoos; los cuales son capaces de causar graves enfermedades de tipo intestinal tales como

el cólera, tifoidea, disentería, hepatitis infecciosa, etc, por lo que es importante tener control de la existencia y proliferación de estos organismos en el agua de consumo.

3.11 CANTIDADES DE AGUAS RESIDUALES.

El sistema de alcantarillado de aguas residuales está constituido por el conjunto de estructuras e instalaciones destinadas a recoger, evacuar acondicionar y descargar las aguas usadas provenientes de un sistema de suministro de agua; así que los aportes de agua que circulan por dichas tuberías están casi en su totalidad constituidos por los consumos de agua para fines domésticos, comerciales e industriales. Sin embargo se puede observar que no toda el agua servida por el abastecimiento vuelve en forma de agua usada a la cloaca, debido a que una parte es descargada fuera del sistema de recolección.

Para este proyecto las dotaciones de agua ya fueron fijadas en el diseño del abastecimiento de agua así que los caudales de aguas residuales que se van a manejar en el sistema de recolección están basados en las dotaciones y las demandas anteriormente asignadas.

Las cantidades de aguas residuales que manejaremos en el sistema de recolección están dadas por la suma de varios tipos de contribuciones a lo largo de las tuberías que llamaremos gasto para efecto de diseño.

3.11.1 GASTO DE INFILTRACIÓN (Q_{inf}).

Para tuberías con junta de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.

Para tuberías con junta flexible se les deberá asignar un gasto de 5,000 L/ha/día.

Para tuberías plásticas 2 L/hora/100 mtrs de tubería por cada 25 mm de diámetro.

3.11.2 GASTO MEDIO (Qm).

El gasto medio de aguas residuales domésticas se deberá estimar igual al 80% de la dotación del caudal promedio diario de consumo de agua.

3.11.3 GASTO MÍNIMO DE AGUAS RESUALES (Qmin).

Para la verificación del gasto mínimo de las alcantarillas se deberá aplicar la próxima relación: $Q_{min} = Q_m/5$

3.11.4 GASTO MÁXIMO DE AGUAS RESIDUALES (Qmax).

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se deberá determinar utilizando el factor de relación de Harmon:

$$Q_{max} = \left(1 + \frac{14}{4 + p^{0.5}}\right) Q_m$$

Q_{max} = Gasto máximo de aguas residuales domésticas.

P = Población servida en miles de habitantes.

Q_m = Gasto medio de aguas residuales domésticas.

El factor de relación no menor de 1.80 ni mayor de 3.00.

3.11.5 GASTO DE DISEÑO (Qd).

Si el área a servir tuviera más de uno de los usos antes señalados, los caudales de aguas residuales se deberán estimar como las sumas de las contribuciones parciales por uso, debiéndose efectuar el diseño de los tramos de alcantarillado

en base del aporte calculado para cada uso, y no usando el valor promedio por área unitaria.

El gasto de diseño hidráulico del sistema de alcantarilla se deberá calcular de la forma siguiente:

$$Q_d = Q_{\max} + Q_{\inf}$$

3.12 PERÍODOS DE DISEÑO ECONÓMICOS PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS.

Cuando se trata de diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema; debe definirse hasta qué punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad; qué partes deben considerarse a construir en forma inmediata y cuáles serán las previsiones que deben de tomarse en cuenta para incorporar nuevas construcciones al sistema. Para lograr esto en forma económica es necesario fijar los períodos de diseño para cada componente del sistema. El contenido de la tabla siguiente debe considerarse normativo para estos aspectos.

PERÍODOS DE DISEÑO ECONÓMICOS PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS.

Tabla 2, Cap 3

TIPO DE ESTRUCTURAS	CARACTERÍSTICAS ESPECIALES	PERIODO DE DISEÑO/AÑOS
Colectores Principales Emisarios de descarga	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Tuberías secundarias hasta ϕ 375mm		25 o más
Plantas de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse por etapas. Deben considerarse las tasas de interés por los fondos a invertir	10 a 25
Edificaciones y estructuras de concreto		50
Equipos de bombeo: De gran tamaño. Normales.		15 a 25 10 a 15

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

3.13 HIDRÁULICA DE ALCANTARIAS.

3.13.1 FÓRMULA Y COEFICIENTE DE MANNING.

El cálculo hidráulico de las alcantarillas de deberá hacer en base al criterio de la tensión de arrastre y a las formula de Manning.

Se pueden utilizar diferentes clases de tuberías, las cuales se seleccionaran de acuerdo a las condiciones en que funcionará el sistema y a los costos de inversión, de Operación & Mantenimiento.

Generalmente las colectoras hasta 375 mm de diámetro son diseñadas para trabajar, como máximo a media sección, destinándose la mitad superior de los

conductos a la ventilación del sistema y a las imprevisiones y oscilaciones excepcionales. Las colectoras mayores que reciben efluentes de redes relativamente extensas, que corresponden a mayor población tributaria, están sujetas a menores variaciones de caudal y por eso pueden ser dimensionadas con tirantes de 0.70 a 0.80 de diámetro.

En la tabla siguiente se indican los valores de la rugosidad “n” de Manning, para las tuberías de uso más corrientes.

Tabla 3, cap. 3

MATERIAL	COEFICIENTE “n”	MATERIAL	COEFICIENTE “n”
Concreto	0.013	Hierro Galvanizado	0.014
Polivinilo PVC	0.009	Hierro Fundido	0.012
Polietileno PE	0.009	Fibra de Vidrio	0.010
Asbesto – Cemento	0.010		

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

3.13.2 DIÁMETRO MÍNIMO.

El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150 mm.

3.13.3 PENDIENTE MÍNIMA.

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de tensión de arrastre, según la siguiente ecuación:

$$f = W R S$$

En la cual:

f = Tensión de arrastre en Pa.

W = Peso específico del líquido en N/m³.

R = Radio Hidráulico en gasto mínimo en mtrs.

S = Pendiente mínima en m/m.

Se recomienda un valor mínimo de $f = 1$ Pa.

3.13.4 PÉRDIDA DE CARGA ADICIONAL.

Para todo cambio de dirección sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25 (V_m)^2 / 2g$ entre la entrada y salida del pozo de visita sanitario PVS correspondiente, no pudiendo ser menor en ninguno de los casos menor a 3 cm.

3.13.5 CAMBIO DE DIÁMETRO.

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor que el tramo aguas arribas, por ningún motivo podrá ser menor. En el caso de que en un pozo de visita se descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

En los cambios de diámetro, deberán coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de ambas tuberías. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, deberán coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de la tubería de entrada a nivel más bajo con el de la tubería de salida.

3.13.6 ÁNGULOS ENTRE TUBERÍAS.

En todos los pozos de visitas o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida, deberá tener un valor mínimo de 90° y un valor máximo de 270° medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.

3.13.7 COBERTURA SOBRE TUBERÍAS.

En el diseño se deberá mantener la cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural y que facilite el drenaje de las viviendas hacia las recolectoras.

Si por salvar obstáculos o por circunstancia muy especiales se hace necesario colocar la tubería a pequeñas profundidades, la tubería será encajonada en concreto simple con un espesor mínimo de 0.15 m alrededor de la pared exterior del tubo.

3.13.8 UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS.

En las vías de circulación dirigidas de Este a Oeste, tuberías deberán ir ubicadas al norte de la línea central de la vía. En las vías de circulación dirigidas de Norte a Sur, las tuberías se deberán ubicar al Oeste de la Línea central de la vía.

En caso de pistas de gran anchura se deberán colocar dos líneas, una en cada banda de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de las tuberías de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.50 mts.

3.13.9 SECCIONES ESPECIALES DE ALCANTARILLAS.

Cuando sea imprescindible utilizar alcantarillas de sección diferentes que la circular se deberán diseñar también las transiciones necesarias.

3.13.10 SIFONES INVERTIDOS.

Los sifones invertidos se utilizan para pasar por debajo de estructuras tales como conducciones, ferrocarriles subterráneos o bajo un curso de agua a través de un valle. Se deberán construir con tuberías de hierro dúctil, concreto reforzado u otro material resistente a las presiones que estarán sometidos.

Los parámetros de diseño serán los siguientes:

El diámetro mínimo, igual al mismo tamaño que el de las alcantarillas.

La velocidad deberá mantenerse igual a 0.9 y 1.20 m/s.

Se deberá instalar más de una tubería, para mantener las velocidades adecuadas en todo momento, disponiendo los tubos de tal manera, qué estos entren progresivamente en operación al aumentar el caudal de agua residual.

La pérdida de carga realmente necesaria en cualquier momento deberá ser igual a la pérdida por rozamiento más las pérdidas singulares.

El nivel de arranque de la cámara de registro a la salida del sifón deberá estar a una elevación por debajo, con relación a la rasante a la cámara de registro a la entrada del sifón, igual a las pérdidas de carga enunciadas en el numeral anterior.

3.13.11 CONEXIONES DOMICILIARES.

Las tuberías que conectan la descarga de agua residual de las edificaciones, desde la caja de registro, hasta las tuberías recolectoras de alcantarillado

sanitario, son denominadas conexiones domiciliarias. Ellas deberán instalarse por debajo de las tuberías del acueducto, inclusive de las tuberías interdomiciliares. Su diámetro mínimo deberá ser 100 mm, para viviendas unifamiliares. Para el caso de hoteles, hospitales, colegios, etc., su diámetro se podrá determinar considerando la cantidad de artefactos sanitarios y aplicando el método de Hunter para obtener el caudal de descarga. La pendiente mínima podrá estar entre 1% y 2% dependiendo la profundidad de la recolectora.

Cuando la recolectora se encuentre a gran profundidad se puede utilizar una tubería vertical envuelta en concreto, llamada chimenea, que termina a una profundidad adecuada por debajo de la superficie y la domiciliar de la edificación se conectará al ramal por la parte superior de la chimenea.

3.14 POZOS DE VISITA SANITARIOS (PVS).

3.14.1 UBICACIÓN.

Se deberán utilizar pozos de visita PVS o cámaras de inspección, en todo cambio de dirección horizontal o vertical, en todo cambio de diámetro; en las intersecciones de dos o más alcantarillas, en el extremo de cada línea cuando se prevean futuras ampliaciones aguas arriba, de lo contrario se deberán instalar registros terminales.

3.14.2 DISTANCIA MÁXIMA ENTRE POZOS.

El espacio máximo entre PVS deberá variar, de acuerdo con los métodos y equipos de mantenimiento disponibles en la forma siguiente:

Con equipo técnicamente avanzados.

Tabla 4, Cap 3

DIAMETRO mm	SEPARACIÓN MÁXIMA mtr
150 a 400	150
450 y mayores	200

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Con equipo tradicional.

Tabla 5, cap 3

DIAMETRO mm	SEPARACIÓN MÁXIMA mtrs
150 a 400	100
450 y mayores	120

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

3.14.3 CARACTERÍSTICAS DEL POZO DE VISITA.

El PVS podrá ser construido totalmente de concreto, o con el cuerpo de ladrillo de cuarterón apoyado sobre una superficie de concreto. En el caso que el cuerpo sea de ladrillo este deberá repellarse con mortero fino interna y externamente para evitar la infiltración en ambos sentidos.

Para pozos con profundidades mayores a 3 metros, el proyectista deberá determinar el grosor de la pared, para que resista los esfuerzos a que será sometida durante el funcionamiento del sistema.

El diámetro del pozo será de 1.20 m para alcantarillas con diámetros de 750mm y menores; para alcantarillas con diámetros mayores que 750mm, D deberá ser igual a 600mm.

Todo PVS deberá estar provisto en la parte superior de una tapa que permita una abertura de 0.60 m de diámetro, la cual deberá estar dotada de dos orificio de 0.03m de diámetro para permitir el escape de gases.

Para alcantarillas con diámetros de 200 mm y menores, con profundidades de rasantes de tubos hasta un máximo de 1.80 m, se utilizarán dispositivos de visita cilíndricos DVC consistentes en tubos de concreto pre colado con diámetro interno de 760 mm.

Para profundidades de rasante de tubos de 0.60 m a 1.00 m se usaran cajas de registro sanitarias CRS.

Para cualquiera de las cámaras de inspección que se use el pasaje de agua a través de ella deberá efectuarse mediante canales que vayan en dirección a la entrada de los tubos aguas arriba y en la salida aguas abajo.

Estos canales deberán tener la sección del tubo de entrada en la parte superior y la sección del tubo de salida en la parte inferior. El acabado deberá ser totalmente fino y se redondeará la intersección de la superficie del fondo del pozo con la del canal.

El fondo deberá tener un acabado fino, con pendiente transversal hacia los canales no menor del 2%. Todas las aristas vivas deberán ser redondeadas.

El pozo de visita deberá ser provisto en su interior, de peldaños con diámetro no menor a 15 mm de alineación de aluminio, separados verticalmente 0.30 m.

3.14.4 POZOS DE VISITA CON CAÍDA.

Se deberán usar pozos de visita con caída cuando la altura entre el fondo del pozo de visita y el fondo de la tubería de entrada sea mayor a 0.60m

3.15 CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.

El conocimiento de la naturaleza del agua residual es fundamental para el proyecto y explotación de las infraestructuras, tanto de recolección como de tratamiento y evacuación de las aguas residuales, así como para la gestión del medio ambiente.

Las características de las aguas residuales de una localidad en particular deben averiguarse por muestras de laboratorio, para determinar cuál será el tratamiento necesario y aplicar los métodos más efectivos.

3.15.1 CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Generalidades:

Toda caracterización de aguas residuales implica un programa de muestreo apropiado para asegurar la representatividad de la muestra y un análisis de laboratorio de conformidad con normas establecidas que aseguren precisión y exactitud. Un programa de muestreo para caracterización y control de calidad de aguas residuales, requiere un análisis cuidadoso del tipo de muestras, número de ellas y parámetros que se deben determinar.

Muestreo:

Para la evaluación de las diferentes características de un agua residual se deben seguir los siguientes métodos normales o estándar. Para una caracterización adecuada de esta agua se requiere de una técnica apropiada de muestreo que

asegure resultados representativos del caudal global de las aguas residuales y no solamente del caudal que circula en el instante del muestreo.

Para que la muestra sea representativa, se requieren sitios de muestreo con flujo turbulento donde el agua esté bien mezclada; sin embargo el sitio de muestreo debe seleccionarse de acuerdo con cada problema individual de estudio. Los periodos de muestreo dependen del régimen de variación del caudal, de la disponibilidad de recursos económicos y de los propósitos de los programas de muestreo.

Cantidad: deberán recogerse dos litros de muestra para los análisis físico-Químicos. Ciertos ensayos necesitan volúmenes más grandes. No debe utilizarse la misma muestra para ensayos químicos, bacteriológicos y microscópicos debido a que los métodos de muestreo y manipulación son diferentes.

Preservación de las muestras: las muestras obtenidas en el campo deben constituirse en una representación precisa del material del que se está haciendo el muestreo; por tal motivo deben ser obtenidas, conservadas, transportadas y almacenadas de manera que cuando lleguen al laboratorio todavía sean representativas del material existente en el campo.

Métodos de preservación: según el caso se deben usar: control de ph, adición de reactivos, uso de embaces opacos de color ámbar, refrigeración, filtración y congelamiento.

Muestra instantánea o simple: representa solamente las características del agua residual para el instante de muestreo y en la mayoría de los casos, pueden no ser representativas de un período prolongado, puesto que estas características varían con el tiempo.

Las muestras simples se usan para:

Determinar las características de descarga instantánea circulante, identificar la fuente y evaluar los efectos potenciales de los procesos de tratamientos. Estas descargas son frecuentemente detectadas visualmente por el operador del sistema.

Estudiar variaciones y extremos en un flujo de desechos en determinado período.

Evaluar la descarga si esta ocurre intermitentemente durante períodos cortos.

Determinar si la composición de la corriente para hacer el muestreo es razonablemente constante.

Determinar si los componentes por analizar son inestables o no pueden preservados.

Los parámetros que deben medirse para caracterizar el agua residual por medio de muestras instantáneas, son los siguientes: oxígeno disuelto, coliformes, alcalinidad, acidez, grasas, aceites, pH y temperatura.

Muestra compuesta: Son la mezcla de varias muestras instantáneas recolectadas en el mismo punto de muestreo en diferentes tiempos a intervalos regulares generalmente una hora, durante 24 horas. La mezcla se hace sin tener en cuenta el caudal en el momento toma.

Las muestras compuestas se usan para:

Determinar la DBO total y soluble, DQO soluble y total, sólidos suspendidos, disueltos y sedimentable, nitrógeno total, fósforo, cloruros, aceites y grasas, metales pesados, y detergentes.

Muestra integrada: consiste en la toma de muestras simples, tomadas en diferentes puntos simultáneamente y tan cerca como sea posible, que luego se mezclan para su análisis. La integración debe hacerse de manera proporcional a los caudales medidos al tomar la muestra.

Las muestras integrales deben usarse en los casos siguientes:

Caracterizar el caudal de un río, el cual varía su composición a lo largo de su trayecto y su ancho.

Se toman varias muestras para diferentes puntos de la sección transversal y se mezclan en proporción a los flujos relativos para cada sección.

Cálculo de las cargas (kg/d) de las sustancias contaminantes en la corriente de agua.

Tratamientos combinados para diferentes corrientes de aguas residuales separadas.

3.15.2 CONTAMINANTES DE IMPORTANCIA EN EL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.

Sólidos en suspensión, los cuales pueden originar depósitos de lodo y condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar en un entorno acuático.

Materia orgánica biodegradable, compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos y grasas animales, la cual se mide en la mayoría de las veces, en función de la DBO (Demanda Química de Oxígeno).

Las aguas residuales domésticas crudas tienen un DBO entre 250 y 1000 mg/L con relaciones de DQO/DBO que varían entre 1.2 y 2.5. Si las aguas residuales

se descargan sin tratar al entorno, su estabilización biológica puede llevar al agotamiento de oxígeno a los recursos naturales y al desarrollo de condiciones sépticas.

Organismos patógenos, los cuales pueden transmitir enfermedades contagiosas. Nutrientes, tanto el nitrógeno, como el fósforo y el carbono son esenciales para el crecimiento de las plantas y protistas. Cuando se vierten al entorno acuático, estos pueden favorecer el crecimiento de una vida acuática no deseada.

Materia orgánica refractaria, resiste el tratamiento convencional, tales como detergentes fenoles y pesticidas agrícolas.

Sólidos inorgánicos disueltos, aquellos como calcio, sodio y sulfatos son agregados al suministro del agua doméstico como resultado del uso y es posible que deban ser removidos para el re uso del agua.

3.15.3 CARACTERISTICAS MÁS IMPORTANTES DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Existen caracterizaciones típicas de las aguas residuales, las cuales son de gran interés como referencia de los parámetros de importancia por analizar y de su magnitud; pero hay que destacar que cada agua residual es única por sus características y que en lo posible, los parámetros de contaminación deben evaluarse en el laboratorio para cada agua residual específica.

COMPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE MANAGUA
(ENACAL – 2000)

Tabla 6, Cap 3

PARÁMETRO	MAGNITUD
Sólidos Totales.	889 mg/L
Sólidos Sedimentables.	2.81 mg/L
DBO.	152 mg/L
DQO.	427 mg/L
Nitritos.	0.04 mg/L
Nitratos.	0.58 mg/L
Fosfatos.	13.70 mg/L
Alcalinidad.	317.90 mg/L
pH	7.36

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

3.16 PROCESOS DE TRATAMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES.

El agua residual cruda es putrescible, de malos olores, ofensiva y un riesgo para la salud y el ambiente por consiguiente el objetivo básico del tratamiento de las mismas es proteger la salud y el bienestar de los individuos miembros de la sociedad, mediante los procesos que se indican más adelante.

Antes de cualquier proceso se seleccione para el tratamiento de las aguas residuales éstas deberán ser sometidas a un tratamiento preliminar por medio de rejillas, desarenadores o por cualquier otro dispositivo elegido y posteriormente su caudal medido para ingresar a la unidad de tratamiento.

La selección de un proceso de tratamiento de aguas residuales, o de la combinación adecuada de ellos, depende principalmente: las características del agua cruda, la calidad requerida del efluente, la disponibilidad de terreno, los

costos de producción y operación del sistema de tratamiento, la confiabilidad del sistema de tratamiento.

La mejor opción de tratamiento se selecciona con base en el estudio individual de cada caso, de acuerdo con las eficiencias de remoción requeridas y con los costos de cada una de las posibles soluciones técnicas.

3.17 TRATAMIENTOS UNITARIOS PARA AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

De acuerdo al tamaño de la población de diseño se busca la dotación en la tabla No. 7.

Tabla No 7 Cap 3 Dotaciones de agua

Rango de población	Dotación
Habitantes	l/p-d
0 – 5000	100
5,000 – 10,000	105
10,000 – 15,000	110
15,000 – 20,000	120
20,000 – 30,000	130
30,000 – 50,000	155
Más de 50,000	160

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Factor de retorno: Factor que relaciona la cantidad de agua que se consume y la cantidad de agua que llega al sistema de tratamiento de agua residual. Este factor según normas del INAA es 0.80

Otros aportes: Son los caudales aportados por áreas comerciales, industriales e instituciones que se encuentran dentro del proyecto. Estos se calculan de acuerdo a la tabla No 8

Tabla No. 8, Cap 3: Otros caudales de agua residual

Tipo de consumo	Porcentaje del Caudal Promedio
Comercial	7%
Institucional	7%
Industrial	2%

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Caudal de agua residual de diseño:

$$Q_d = Q_{doméstico} + Q_{inst.} + Q_{comerc} + Q_{indust}$$

Criterios de diseño del tratamiento preliminar

Estación de bombeo

Pozo de bombeo: Donde sea necesaria la continuidad del servicio de la estación de bombeo, los pozos de bombeo deberán dividirse en dos celdas debidamente conectadas para facilitar las reparaciones y limpieza.

La capacidad efectiva del pozo de bombeo bajo del tubo de entrada deberá evitar períodos de retención mayores de 10 minutos para la descarga media de diseño y 30 minutos para la descarga mínima.

El fondo del pozo deberá tener una pendiente mínima de 1:1 en la dirección de la toma de bombas.

La estación de bombeo deberá tener por lo menos dos fuentes independientes de suministro de energía. Adicionalmente se deberán instalar equipos generadores de emergencia para el caso de una falla total del sistema de energía, estos equipos deberán tener la capacidad adecuada para prevenir el derrame de aguas residuales en los períodos de operación.

Tratamiento Preliminar de agua residual

Rejillas: La información típica para el diseño de rejillas de barras, a como se muestra en la tabla No. 9

Tabla No. 9 Cap 3: Diseño de Rejillas de barras

Parámetro	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Sección recta de la barra:		
Anchura (mm)	5 - 15	5 – 15
Profundidad (mm)	25 – 37.5	25 – 37.5
Separación entre barras (mm)	25 - 50	15 – 75
Ángulo con la vertical (grados)	30 - 45	0 – 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.30 – 0.60	0.60 – 1.10
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Pérdidas en las rejillas: las pérdidas de energía a través de las rejillas, es función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad del flujo entre las barras. Estas pérdidas en una rejilla limpia se determinarán aplicando la ecuación de Kirschmer:

$$h = \beta \left(\frac{w}{b} \right)^{4/3} \times h_v \sin \theta$$

Donde:

h:	Pérdida de carga (m)
β :	Factor de forma de las barras
w	Profundidad de la barra (m)
b:	Separación mínima entre barras (m)
h_v	Energía de velocidad del flujo de aproximación (m)
θ :	Ángulo de la rejilla con la horizontal

Tabla No 10 cap 3 : Valores de β de Kirschmer

Tipo de barras	B
Rectangular con aristas vivas	2.42
Rectangular con la cara aguas arriba semicircular	1.83
Rectangular con las caras aguas arriba y abajo semicircular	1.67
Circular	1.79

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Desarenadores: La función de los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales es remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos, putrescibles de las aguas residuales. En la tabla No. 5 se

presenta la información típica para el diseño de los desarenadores de flujo horizontal.

Tabla No. 11 cap 3: Diseños de desarenadores de flujo horizontal

Parámetro	Unidades	Valores	
		Intervalos	Típico
Tiempo de retención	s	45 – 90	60
Velocidad horizontal	m/s	0.24 – 0.40	0.30
Velocidad de sedimentación			
Malla 65	m/min	0.95 – 1.25	1.15
Malla 106	m/min	0.60 – 0.90	0.75
Relación largo: ancho		2.5:1 – 5:1	
Relación ancho: profundidad		1:1 – 5:1	
Carga superficial	m ³ /m ² -d	700 – 1600	
Incremento de longitud por turbulencia en entrada y salida		2 Hm – 0.5 L	

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Hm: Profundidad máxima del desarenador L: Longitud teórica del desarenado

Medidor Parshall: Es un medidor de flujo crítico, es de fácil construcción, presenta la ventaja de depender de sus propias características hidráulicas, una sola determinación de carga es suficiente.

$$Q = (KH_a^n)$$

Donde:

Q: Caudal (m³/s).

Ha: Profundidad en relación con la cresta obtenida en el piezómetro situado a los 2/3 del largo A de la convergencia, contando esa distancia a lo largo de la pared de la convergencia de abajo para arriba, a partir de la sección extrema de debajo de la convergencia.

K y n: Valores numéricos que se muestran en la tabla No. 12, de acuerdo con la magnitud de la garganta (W).

Tabla No. 12 cap 3: Valores de K y n en el medidor Parshal

W	K	N	Capacidad (m ³ /s)	
			Mínima	Máxima
0.076	0.176	1.547	0.00085	0.0538
0.152	0.381	1.580	0.00152	0.1104
0.229	0.535	1.530	0.00255	0.2519
0.305	0.690	1.522	0.00311	0.4556
0.457	1.054	1.538	0.00425	0.6962
0.610	1.426	1.550	0.01189	0.9367
0.925	2.182	1.556	0.01726	1.4263
1.220	2.935	1.578	0.03679	1.9215
1.525	3.728	1.587	0.06280	2.4220
1.830	4.515	1.595	0.07440	2.9290
2.135	5.306	1.601	0.11540	3.4400
2.440	6.101	1.606	0.13070	3.9500

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Tratamiento Primario – Tanque Imhof

Es un sistema anaerobio de dos pisos, en el que la sedimentación se produce en el compartimento superior y la digestión de los sólidos sedimentados en la parte inferior. Los parámetros de diseños del tanque Imhoff se exponen en la tabla No.

13

Tabla No. 13 cap 3: Información de diseño del tanque Imhoff

Parámetro	Unidad	Valor	
		Intervalo	Típico
Cámara de sedimentación			
Volumen	m ³ /habitante	-	0.03
Carga superficial	m ³ /m ² -p	1.0 -1.7	1.35
Carga sobre el vertedero efluente	m ³ /m-h	7 - 25	24
Tiempo de retención	H	2 - 4	2
Velocidad de flujo	cm/min	-	30
Longitud / ancho	Relación	2:1 – 5:1	3:1
Pendiente del fondo (V/H)	Relación	5:4 – 7:4	3:2
Abertura de comunicación entre cámaras	Cm	15 - 30	25
Proyección horizontal del saliente	Cm	15 - 30	25
Deflectores de espumas	Cm	25 - 40	30

Por debajo de la superficie	Cm	-	30
Por encima de la superficie	cm	45 - 60	60
Zona de ventilación de gases			
Superficie en porcentaje del total	%	15 - 30	20
Anchura de abertura	cm	45 - 75	60
Cámara de digestión			
Volumen	m ³ /habitante	0.05 – 0.10	0.06
Pendiente mínima del fondo (V/H)	Relación		1:2
Tubería de extracción de lodos ø	cm	20 - 30	25
Distancia libre hasta el nivel de lodos	cm	30 - 90	60
Profundidad total del tanque	m	7.25 – 9.5	9.0

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Tratamiento Secundario – Reactor UASB (RAFA)

Reactor anaerobio de flujo ascendente en manto de lodos. Este tipo de reactor el agua es introducida por el fondo del reactor a través de unas boquillas uniformemente distribuidas, pasa a través de un manto de lodos y posee una estructura de sedimentación integrada al mismo tanque, que permite el retorno de los lodos de manera natural al espacio de reacción inferior.

Existen dos tipos de reactores UASB, según el tipo de biomasa. El primer tipo de reactor se denomina de lodo granular. Como su nombre lo indica, se genera el lodo granular, que por sus buenas características de sedimentación y actividad metanogénica permite altas cargas orgánicas específicas; el segundo se denomina de lodo floculento, que soporta cargas menores tanto orgánicas como hidráulicas.

Para el tratamiento de aguas residuales municipales deben utilizarse tiempos mínimos de retención de seis horas, que puede llevar a una remoción hasta el 80% de la DBO_5 , el tiempo de retención aplicable a las aguas residuales municipales depende de la temperatura.

La carga aplicables en lodo granular y lodo floculento en reactores UASB se muestra en la tabla No. 14.

Tabla N° 14 cap 3: Carga aplicable en lodo granular y lodo floculento en reactores UASB en relación con la concentración del A. R. y la fracción insoluble de DQO en A.

Concentración del agua residual (mgDQO/L)	Fracción insoluble de DQO (%)	Cargas aplicables a 30 °C (kg DQO / m ³ -d)		
		Lodo floculento en UASB	Lodo granular en UASB	
			Remoción de SST pobre	Remoción de SST significativa
> 2000	10 – 30%	2 – 4	8 - 12	2 – 4
	30 – 60%	2 – 4	8 - 14	2 – 4
	60 – 100%		•	•
2000 - 6000	10 – 30%	3 – 5	12 - 18	3 – 5
	30 – 60%	4 – 6	12 - 24	2 – 6
	60 – 100%	4 – 8	•	2 – 6
6000 - 9000	10 – 30%	4 – 6	15 - 20	4 – 6
	30 – 60%	5 – 7	15 - 24	3 – 7
	60 – 100%	6 – 8	•	3 – 8
9000 - 18000	10 – 30%	5 – 8	15 - 24	4 – 6
	30 – 60%	Dudoso a SST > 6 – 8 g/l	Dudoso a SST > 6 – 8 g/l	3 – 7
	60 – 100%	•	•	3 – 7

- Aplicación para reactores UASB no comprendida en estas condiciones.
- Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Tabla No. 15 cap 3: Carga orgánica aplicables en relación con la temperatura operacional

Temperatura	Carga orgánica volumétrica (kg/m ³ -d)			
°C	VFA	No VFA	30% SS - DQO	Comentarios
15	2 – 4	1.5 - 3	1.5 - 3	Remoción de SS satisfactoria
20	4 – 6	2 - 4	2 - 3	Remoción de SS satisfactoria
25	6 – 12	4 - 8	3 - 6	Remoción de SS razonable
30	10 - 18	8 - 12	6 – 9	Remoción de SS moderada
35	15 - 24	12 - 18	9 – 14	Remoción de SS casi pobre
40	20 - 32	15 - 24	14 - 18	Remoción de SS pobre

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Tabla No 16 cap 3: Tiempo de retención hidráulico

Rango de temperatura	Valores de trh (h)		
°C	Promedio diario	Máximo durante 4 – 6 horas	Pico aceptable durante 2 – 6 horas
16 - 19	> 10 - 14	> 7 – 9	> 3 – 5
22 - 26	> 7 – 9	> 5 – 7	> +- 3
> 26	> 6	> 4	> 2.5

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

El reactor UASB se considera dividido en dos espacios, uno inferior en donde ocurren las reacciones de descomposición y uno superior en donde ocurre la sedimentación de los lodos. El espacio debe tener una altura entre 4.0 y 5.0 m, el superior entre 1.5 y 2.0 m. Adicionalmente debe proveerse un borde libre de 0.40 m.

Separador gas – sólido – líquido, esta estructura divide el reactor en dos espacios, el inferior, que presenta alta turbulencia debido al gas, y el superior o de sedimentación, con baja turbulencia. El separador provee una superficie de contacto entre el líquido y el gas, de modo que los floculos que llegan a dicha superficie pueden transferir el gas que los ayuda a flotar a la atmósfera y sedimentar hacia la cámara principal.

Las paredes de la estructura de separación sólido – gas deben contar con una inclinación de 50 – 60°.

La carga orgánica debe estar alrededor de 0.7 m/h, en condiciones de caudal máximo horario.

La velocidad del agua en la garganta no debe exceder de 5 m/h, para condiciones de caudal máximo horario.

El área superficial de las aberturas entre el colector de gas debe estar entre 15 y 20% del área superficial del reactor.

La altura mínima del colector de gas debe estar entre 1.5 y 2 m.

Distribución de caudales: Con el propósito de garantizar la uniformidad de alimentación en todo el volumen del reactor, debe distribuirse el afluente en el fondo del reactor. Las tuberías deben estar a unos 20 cm del fondo del reactor.

Tabla N°. 16 cap 3: Número de puntos de entrada requeridos.

Tipo de lodo presente	Área por punto de entrada
Lodo denso flocculento (> 40 kg SST/m ³)	0.5 – 1 a cargas < 1 kg DQO/m ³ -d
	1 – 2 a carga 1 – 2 kg DQO/m ³ -d
	2 – 3 a carga 1 – 2 kg DQO/m ³ -d
Lodo flocculento espesado (20 – 40 kg SST/m ³)	1 – 2 a carga 1 – 2 kg DQO/m ³ -d
	2 – 5 a cargas >3 kg DQO/m ³ -d
Lodo granular	0.5 – 1 a cargas > 2 kg DQO/m ³ -d
	0.5 – 2 a cargas 2 - 4 kg DQO/m ³ -d
	> 2 a cargas > 4 kg DQO/m ³ -d

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Modularidad: el reactor UASB puede ser construido modularmente. El módulo máximo debe tener 500 m³.

Tiempo de retención hidráulico:

$$\theta = \frac{AxH}{Q}$$

Velocidad superficial admisible:

$$v = \frac{H}{\theta}$$

Velocidad del gas:

$$V_g = \frac{Q_g}{A_{coleccion}}$$

La máxima velocidad del gas permisible es de 1 m³/m²-h

Volumen del reactor:

$$V_r = \theta \times Q$$

Tratamiento Terciario – Desinfección

El proceso de desinfección debe realizarse en el efluente de plantas de tratamiento, cuando éste pueda crear peligrosos para la salud en las comunidades aguas debajo de la descarga.

Cualquiera que sea el proceso de desinfección que se utilice, deberá tomarse en consideración lo siguiente:

- Caudal de aguas residuales a tratar
- Calidad final deseada del agua residual tratada
- Tasa de aplicación y demanda
- El pH del agua residual a desinfectarse
- Costo del equipo y suministros
- Disponibilidad

La capacidad requerida del clorador variará, dependiendo de los usos y de los puntos de aplicación del desinfectante. Debe existir un equipo de reserva disponible, con suficiente capacidad para reemplazar la unidad de mayor tamaño durante una emergencia.

La dosis de cloro para la desinfección normal de las aguas residuales domésticas se muestran en la tabla N°. 17

Tabla N° 17 cap 2: Dosis de cloro para desinfección de las aguas residuales domésticas

Tratamiento	Dosis de cloro para el diseño (mg/l)
Precloración	20 - 25
Agua residual no tratada	
Fresca	6 - 15
Séptica	12 - 30
Efluente primario	8 - 20
Efluente de filtro peercolador	3 - 15
Efluente de filtro de arena	1 - 6
Zanja de oxidación	2 - 8

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

El período de contacto del cloro en la cámara de cloracion no será menor de 30 minutos con base al caudal medio diario.

CAPITULO 4: DISEÑO METODOLÓGICO.

4.1 DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO METODOLÓGICO.

Para este trabajo se recibieron algunos datos de campo de las instituciones gubernamentales que pretenden impulsar este proyecto, dicha información fueron las primeras poligonales topográficas y una extensa malla de puntos levantada con estación total sobre las cuales se trabajó la parte de altimetría para los dimensionamientos que contiene este trabajo, también se recibió el trazado de las calles y los lotes sobre los cuales se diseñaron la malla de recolección de aguas residuales domésticas, línea de impulsión de aguas residuales domésticas y también así la planta de tratamiento.

4.2 DATOS BÁSICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL DISEÑO.

Los datos de la dotación, población de diseño, índices de hacinamientos poblacionales y estimación de los caudales fueron primeramente estudiados en las normas, pero al ver que ENACAL hoy en día tiene otro tipo de consumos en ciudades alrededor de donde se ubicará el proyecto, entonces se adoptaron los consumos y densidad poblacional actuales y se proyectó una condición de saturación para toda esta parte de los cálculos.

Luego de esto toda la estimación de los caudales se realizó según los parámetros de las normas, se tomaron en cuenta, el consumo promedio diario CPD, el factor de retorno como el 80%, y luego la estimación del caudal medio en base al factor de retorno.

Los caudales especiales no se tomaron en cuenta puesto que no se proyecta que habrá en la urbanización ningún tipo de industria, ni entidades estatales, ni colegios ni comercios con caudales significativos, esto ya que existe buen

desarrollo en los alrededores y cerca existen todos estos tipos de consumos antes descritos.

El caudal de infiltración de si se estimo con los indices que explica la norma de diseño de alcantarillado nacional.

$$EC.1 \quad Q_{medio} = 0.80 * CPD$$

$$EC.2 \quad Q_{min} = \frac{Q_{medio}}{5}$$

$$EC.3 \quad Q_{max} = \left(1 + \frac{14}{4+p^{0.5}}\right) Q_m$$

$$EC.4 \quad Q_{diseño} = Q_{max} + Q_{inf} + Q_{especiales}$$

4.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA RED.

Para el dimensionamiento de la red se verificó primero las condiciones de escurrimiento del terreno natural, identificando dos caídas principales de agua, luego de esto se realizó el trazado dando prioridad además de la condición de escurrimiento al desarrollo de la lotificación, de tal manera que las tuberías recorrieran los bloques únicamente por las calles adonde hay más lotes y ademas de esto que se garantice la cobertura al 100% los mismos.

Para la concentración de caudales se utilizó el método de concentración de caudales por el medio de conteo de los lotes que darían servicio cada tramo y luego de estas concentraciones si se tomarón en cuenta las cantidades de poblaciones acumuladas para ir sumando todos los caudales y llegar los fijados en los parámetros de diseño.

Para la determinación de los caudales de infiltración se tomaron en cuenta las longitudes de tránsito ya que se necesitan en los acumulados para totalizarlos, y así obtener el cuadro completo de los caudales de diseño.

La parte de la hidráulica de alcantarillas se calculó en base al caudal mínimo que se concentró, dividido entre las capacidades de transportación de agua de cada tramo de tubería según los diámetros, luego de esto se pasó a verificar las profundidades de tuberías y pozos, recubrimientos de alcantarías y correcciones de pendientes en algunos tramos que lo ameritaban.

$$EC.1 \quad F = W * R * S$$

En la cual:

f = Tensión de arrastre en Pa.

W = Peso específico del líquido en N/m³.

R = Radio Hidráulico en gasto mínimo en mtrs.

S = Pendiente mínima en m/m.

$$EC.2 \quad v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$EC.3 \quad Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

V = Velocidad.

R = Radio Hidráulico.

S = Pendiente.

A = Sección transversal del tubo o Área

n = Coeficiente de Manning

$$EC. 4 \quad \frac{H1-H2}{L} * 100$$

4.4 DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO.

Lo primero que se tomo en cuenta para los diseños de la estación de bombeo fueron los datos de los niveles de entrada para saber niveles de entrada y dar el correcto dimensionamientos de la cárcava o cámara de bombeo.

Luego de lo anterior expuesto se tomaron en cuenta los caudales que se van a manejar para los tiempos de retención y evitar de cualquier manera el septicismo, también se toman en cuenta los ciclos de arranque y paro de las bombas pues estos están limitados según la normativa y también por los fabricantes, tienen un número definido de paros y arranques por horas según las potencias.

Luego que se define la cárcavas se definen el diámetro económico y operacionalmente más funcional con la fórmula de Hassen-Williams y también se proceden a calcular todas las pérdidas para encontrar la carga total dinámica, una vez que tenemos la carga total dinámica se aplica la fórmula de la potencia requerida de los equipos de bombeo para aguas residuales y conocemos la potencia del equipo de bombeo de la estación de aguas residuales.

EC.1

$$\text{Volumen de la cárcava} = \frac{\text{tiempo} \times Q_{\max}}{4}$$

EC.2

$$\text{Tiempo de vaciado} = \frac{\text{Volumen de la cárcava}}{\text{Caudal máximo}}$$

EC.3

$$\text{Potencia requerida del equipo} = \frac{Q \times CTD \times \rho \text{ as}}{76 \times \text{eficiencia } 75\%}$$

4.4 DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

Para la planta de tratamiento se tomaron en cuenta los parámetros de la Guías Técnicas para el Diseño y Alcantarillado Sanitario y sistemas de tratamiento de Aguas Residuales, la canaleta Parshall se dimensionó con las recomendaciones de gastos y geometría que proponen en la guía.

Los tanques Himhoff se diseñaron con las medidas y las cargas de sólidos que proponen en las guías de diseño, también se dimensionaron con las profundidades correspondientes al igual de los reactores UASB, de la misma manera se propuso el método y las cantidades de clorinación según lo indica la guía, luego de esto se habla un poco sobre la eficiencia en las cantidades de los diferentes componentes que remueve la planta y se da por finalizados nuestros diseños en los diferentes dimensionamientos, en este estudio no se muestran detalles constructivos ni viabilidad económica puesto que en el protocolo quedó plasmado que está realizado sobre las viabilidades técnicas de los diferentes diseños y los procesos de las aguas.

CAPITULO 5: CÁLCULOS, RESULTADOS Y DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA PROPUESTO.

5.1 RESULTADOS DE LOS DATOS BÁSICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL DISEÑO.

DOTACIÓN.

La dotación fue estimada en **189 Litros por habitante por día**, según la zona por la tabla de dotaciones y también según los estimados de consumo de asentamientos existentes en la zona.

POBLACIÓN.

La población de consumo del proyecto se fijó en base al total de viviendas que se desean construir en la urbanización, el cual es de 3068 viviendas.

El índice de hacinamiento que se utilizó es de 5 habitantes por viviendas que es el que actualmente se maneja en la zona de Managua, esto nos hace un total de población de 15,340 habitantes como población de diseño para este proyecto.

CONSUMOS

El caudal medio se estableció en base al 80% de factor de retorno que dicta la normativa en **26.85 Lps**

El factor de Harmon se calculó según fórmula de la norma resultando en un valor de **2.77**.

El caudal máximo se calculó según las estimaciones del caudal medio y factor de Harmon, resultando un valor de **74.32 lps**.

No se consideraron caudales especiales ya que esto va a ser un asentamiento habitacional y no se proyecta en el tener ni hospitales y colegios, otro tipo de institución o alguna industria.

El caudal de infiltración se calculó según norma de acuerdo a la longitud total del sistema, quedando en **0.498 lps**.

Según todas las consideraciones anteriores el caudal total de diseño del proyecto se calculó en **74.82 lps**.

A continuación se muestra un cuadro resumen que se utilizó para el cálculo de todos los parámetros de diseño antes expuesto.

Tabla No 1 Cap 5. Datos generales y parámetros de diseño del proyecto.

DATOS GENERALES Y CAUDAL DE DISEÑO		
Dotación	189	lppd
CPD	33.56	lps
Factor de retorno	0.8	
Q medio	26.85	lps
Población de Diseño	15340	habitantes
Factor Harmon	2.77	
Q max	74.32	lps
% Q Especiales	0%	%
Q Especiales	0.00	lps
Factor de Infiltraión	0.000022	lps/mtr
Long Total	22671.531	mtr
Q Infiltración	0.49877368	lps

DATOS GENERALES Y CAUDAL DE DISEÑO		
Nº de lotes	3068	
Densidad de hacinamiento	5.0	hab/lote
Qtotal	74.82	lps

Fuente: Propia Elaboración

5.2 CONDICIÓN DE ESCURRIMIENTO NATURAL Y DRENAJE DEL SISTEMA.

Actualmente el lugar donde se pretende desarrollar el proyecto es un terreno baldío que comienza en la mera carretera nueva León Justamente frente a la urbanización Ciudad El Doral. Tiene una extensión de 141 hectáreas, aunque de esas se van a lotificar únicamente 88 hectáreas, quedando el resto como reservas de áreas verdes protegidas.

La siguiente figura muestra las poligonales del área vs área de lotificación y luego otra que muestra la distribución de los lotes.

Figura No1: Izquierda extensión total del terreno / derecha área del terreno a lotificar



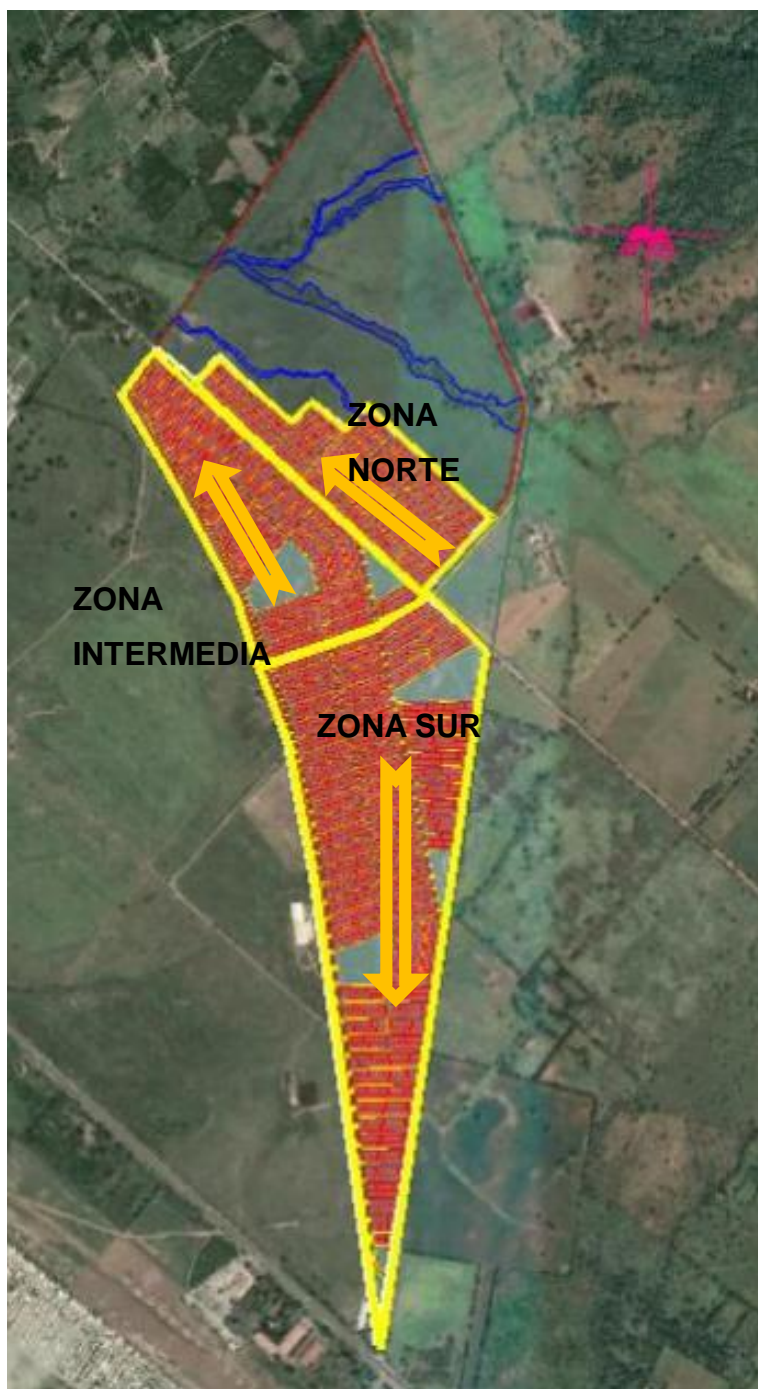
Fuente: Propia Elaboración con apoyo de google

La pendiente principal del terreno es de Norte a Sur, aunque está pendiente no se puede aprovechar para realizar la recolección de las aguas servidas, debido a que en la parte más al sur del terreno está la carretera nueva a León, es un área ya desarrollada para habitacionales e industria y no se cuenta con área suficiente para una planta de tratamiento de bajo costo, ni con un accidente natural que sirva de efluente.

Para garantizar el escurrimiento por gravedad del alcantarillado sanitario se aprovecharan los escurrimientos secundarios, los cuales tienen una dirección de Este a Oeste y para el área que no tiene escurrimiento secundario, asea que solo cuenta con escurrimiento Norte Sur y su lugar natural de depósito es el extremo sur del terreno, se propondrá una estación de bombeo de aguas residuales para impulsar estas aguas hasta el escurrimiento secundario más cercano.

A continuación se muestran las tres áreas con sus condiciones de escurrimiento las cuales se aprovecharán para este diseño.

Figura No2: Condición de los escurrimientos para la realización del diseño.



Fuente: Propia Elaboración con apoyo de google

Tabla No2 Cap 5: DISTRIBUCIÓN
DE ÁREAS SEGÚN LAS ZONAS DE DRENAJE

ZONIFICACIÓN	EXTENSIÓN EN HECTAREAS
ÁREA TOTAL DEL PROYECTO	141
ÁREA DE LOTIFICACIÓN	88
ZONA NORTE	14.8
ZONA INTERMEDIA	22.9
ZONA SUR	50.3

Fuente: Propia Elaboración

5.3 DESCRIPCIÓN DEL TRAZADO.

Para la realización del trazado primero se tomó en cuenta la distribución de los lotes en el área, luego de tener esto se procedió a ubicar los ejes de trazado según norma en las bandas nortes y oeste según la posición de las manzanas, e ir realizando el trazado según el escurrimiento en el punto más bajo de cada cuadra o bloque.

El trazado consta de un total de 22,671.513 metros de tubería PVC SDR 41 de 150 mm de diámetro en todo su recorrido. Y está distribuido en su totalidad por las calles proyectadas del proyecto habitacional.

El trazado de las tres zonas está distribuido de manera que la zona norte e intermedia drenen hacia el norte directamente hacia la planta de tratamiento, y la zona sur drene por gravedad hacia el punto más bajo de este extremo del terreno y caiga a una estación de bombeo desde donde se impulsarán las aguas hacia el PVS más cercano que conduzca por gravedad hacia la planta de tratamiento.

Las cotas del terreno para la condiciones de escurrimiento fueron tomadas de los puntos levantados con Estación total durante el levantamiento topográfico y luego fue creada una superficie de altimetría y planimetría en el programa Civil 3D desde

donde se formó una superficie con curvas de nivel de donde se extrajeron las alturas para los cálculos y demás consideraciones.

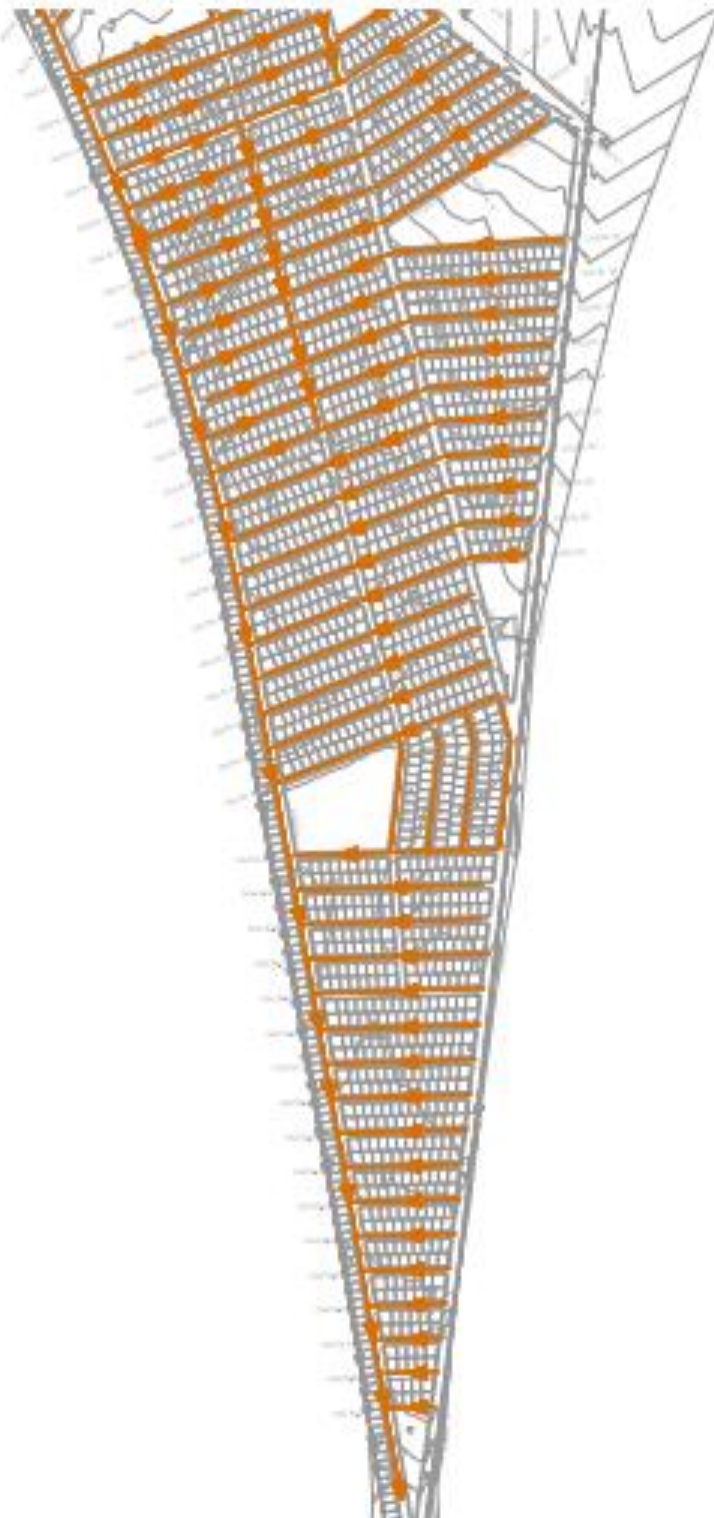
A continuación se muestran los trazados por cada uno de las zonas para que se aprecie mejor las direcciones de los flujos y luego una general que contiene todo el trazado.

Figura No 3: Trazado de Zona Norte e intermedia



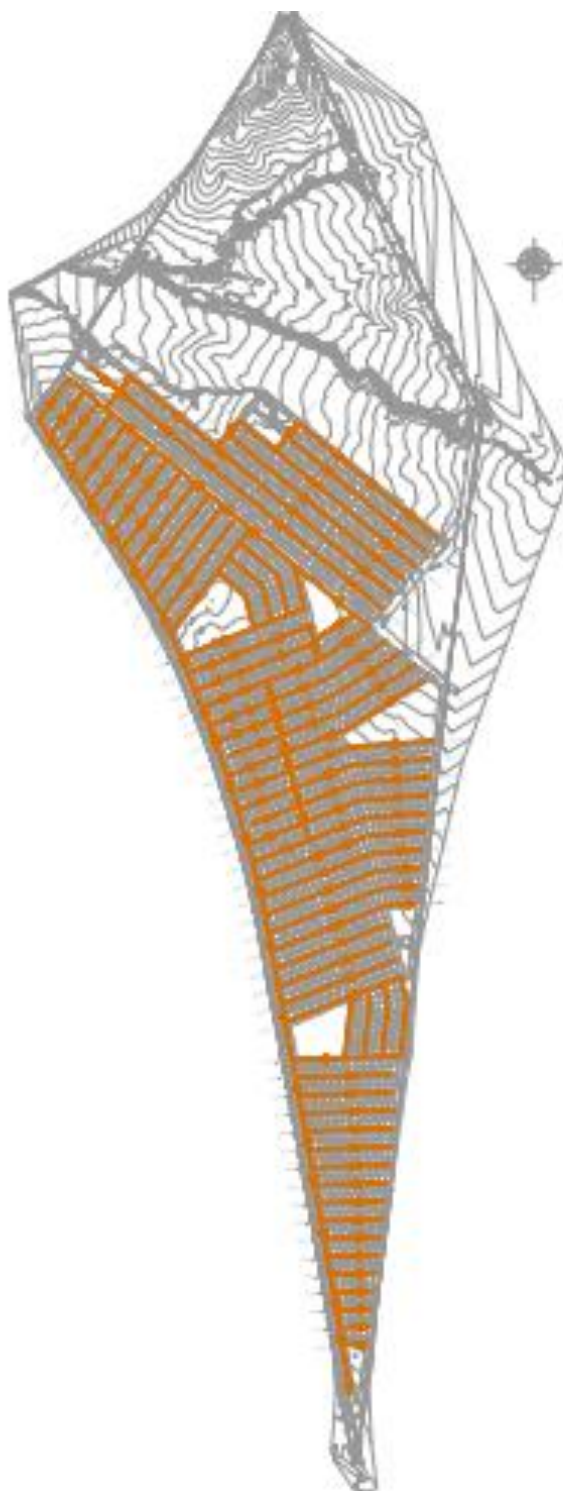
Fuente: Propia Elaboración

Figura No 4: Trazado de Zona Sur.



Fuente: Propia Elaboración

Figura No 5: Trazado completo del sistema de recolección LA merced



Fuente: Propia Elaboración

5.4 SISTEMA COMPLETO DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO.

Este sistema propuesto para la recolección y deposición de las aguas residuales domésticas del Proyecto LA MERCED consta de tres elementos que tienen que trabajar simultáneamente para lograr el objetivo primeramente mencionado al inicio de este acápite.

Los tres elementos son los siguientes:

Red de recolección de las Aguas residuales.

Estación de Bombeo de Aguas residuales y línea de impulsión para la zona sur.

Planta de tratamiento para la totalidad del caudal proyectado.

A continuación se describirá de forma general el funcionamiento de todos los elementos antes mencionados, la red de recolección propuesta para el proyecto la merced consta de dos redes independientes, una que drena toda la parte norte e intermedia directamente hacia la planta de tratamiento, y otra que drena toda la parte sur hacia en dirección de la carretera nueva a León y va a una estación de bombeo de aguas residuales EBAR.

En la parte más baja del extremo sur se encuentra ubicada la estación de bombeo de aguas residuales, y esta al recolectar las agua que vienen de toda la zona sur las bombea por una línea de impulsión hacia el PVS donde inicia el colector que recoge las aguas de la zona intermedia, unificando los caudales y enviándolos por gravedad hacia la planta de tratamiento.

La planta de tratamiento está ubicada en el extremo Norte –Oeste de la urbanización y está dimensionada para tratar todas las aguas que se proyecta producirá el proyecto, todas las aguas llegan a ellas por medio de la gravedad, llegando las aguas de la zona sur también por gravedad a través del colector de la zona intermedia.

5.4.1 Red de Recolección de Aguas Residuales Domésticas.

La red de recolección está compuesta principalmente de tres colectores, el colector de la zona norte, el colector de la zona intermedia, y el colector de la zona Sur, en todo su recorrido se propone según los resultados del cálculo en tubería PVC SDR41 de 150 mm o 6 plg de Diámetro, a estos colectores ubicados por las avenidas van aportando sus caudales todas las calles ubicadas de Este a Oeste sucesivamente hasta llegar, ya sea a la planta de tratamiento o hacia la estación de bombeo.

Tabla No3 cap 3: APOORTE DE CAUDLES A LA RED POR ZONAS.

SECTORES DE RECOLECCIÓN	Long. Tránsito (m)	Nº lotes acumulado	Habitantes servidos	Q med (lps)	Q máx (lps)	Q esp.	Q infil Tramo	Q infil Acum	Qdiseño (lps)
ZONA NORTE	3,634.514	468	2,340	4.095	11.337	0.000	0.00090	0.07996	11.417
ZONA INTERMEDIA	6,152.965	799	3,995	6.991	19.355	0.000	0.00299	0.13349	19.491
ZONA SUR	12,884.052	1,801	9,005	15.759	43.627	0.000	0.00241	0.28345	43.910
TOTAL	22,671.531	3,068	15,340	26.845	74.318	0.000	0.00630	0.49690	74.818

Fuente: Propia Elaboración

Con respecto al cumplimiento de la fuerza tractiva y el tirante hidráulico en la comprobación de los diámetros de la tubería, están todos comprobados de acuerdo al caudal máximo y mínimo pasando todos los tramos, aunque todos los tramos pasaban bien se proponen los tramos de conducción hacia la planta de tratamiento en 200 mm (8 plg), para dejar el caudal de entrada a la planta holgura por cualquier entrada extra que se quisiera hacer en los tiempos de vida útil de la planta.

Para ver los cuadros de cálculos hidráulicos: Aportes de caudal por tramo, Hidráulica de tuberías y topografía y Pozos de visita sanitarios, puede consultar los anexos del informe.

A continuación se muestra el cuadro resumen de la infraestructura necesaria para la construcción de la red de recolección.

TABLA No4: CUADRO RESUMEN DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA RED DE RECOLECCIÓN.

ITEMS	UNIDAD	CANTIDAD
01 PRELIMINARES		
FACILIDADES TEMPORALES CERRAMIENTO Y ROTULACIÓN	GLB	1.00
TRAZO Y NIVELACIÓN	M	22,671.53
02 EXCAVACIONES, RELLENO Y COMPACTACIÓN		31,372.01
EXCAVACION DE 0 A 2m	M³	22,106.28
EXCAVACION DE 2,01 A 4m	M³	9,107.32
EXCAVACION DE 4,01 A 6m	M³	158.41
EXCAVACION DE 6 A 8m	M³	0.00
RELLENO Y COMPACTACIÓN CON MATERIAL DEL SITIO	M³	29,769.45
RELLENO Y COMPACTACIÓN CON MATERIAL SELECTO	M³	0.00
CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA	M³	1,360.29
TRASLADO DE MATERIAL SOBRANTE	M³	1,602.56
03 TUBERIA		22,671.53
TUBERIA PVC-SDR-41 Ø 4"	M	0.00
TUBERIA PVC-SDR-41 Ø 6"	M	22,586.38
TUBERIA PVC-SDR-41 Ø 8"	M	85.15
TUBERIA PVC-SDR-41 Ø 10"	M	0.00
TUBERIA PVC-SDR-41 Ø 12"	M	0.00
04 POZOS DE VISITA		330.00
POZOS DE VISITA (PROFUNDIDAD = 0.00 - 1.50)	C/U	15.00
POZOS DE VISITA (PROFUNDIDAD = 1.51 a 2.00)	C/U	236.00

ITEMS	UNIDAD	CANTIDAD
POZOS DE VISITA (PROFUNDIDAD = 2.01 a 2.50)	C/U	32.00
POZOS DE VISITA (PROFUNDIDAD = 2.51 a 3.00)	C/U	25.00
POZOS DE VISITA (PROFUNDIDAD = 3.01a 3.50)	C/U	17.00
POZOS DE VISITA (PROFUNDIDAD = 3.51a 4.00)	C/U	4.00
POZOS DE VISITA (PROFUNDIDAD = 4.01 A 4.50)	C/U	1.00
POZOS DE VISITA (PROFUNDIDAD = 5.51 a 6.00)	C/U	0.00
POZOS DE VISITA (PROFUNDIDAD mayor a 6.00)	C/U	0.00
05 CONEXIONES DOMICILIARES		3,040.00
TUBERIA PVC-SDR-41 Ø 4"	M	10,640.00
CAJAS DE REGISTRO PARA LOS ACOPLES	C/U	3,040.00
SILLETAS SANITARIAS DE 6X4.	C/U	3,040.00

Fuente: Propia Elaboración

5.4.2 Estación de Bombeo de Aguas Residuales Domésticas.

Para el diseño de la Estación de Bombeo de Aguas Residuales se tomaron en cuenta los siguientes parámetros en cuanto a diseño para el dimensionamiento de las cárcavas, las bombas y los diámetros de la línea de impulsión de aguas residuales.

Estimación de caudales para la estación de bombeo:

Tabla No5 Cap 5: APOORTE DE CAUDALES PARA LA ESTACIÓN DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES.

Infraestructura	Q medio (lps)	Q min (lps)	Q máx (lps)
Estación de Bombeo de aguas residuales Domésticas	15.759	3.152	43.627

Fuente: Propia Elaboración

5.4.2.1 Dimensionamiento de las cárcavas de Bombeo.

Según el caudal máximo la infraestructura debe de ser una Cámara seca Convencional pequeña.

Para el volumen de la Cárcava se va a tomar en cuenta un tiempo de retención máximo de 30 minutos y un criterio de arranques entre 1 a 10 arranques por hora.

El Volumen de la cárcava está definido por:

$$\begin{aligned} \text{Volumen de la cárcava} &= \frac{\text{tiempo} \times Q_{\max}}{4} \\ \text{Volumen de la cárcava} &= \frac{18,00\text{seg} \times 43.627 \text{ lps}}{4} \end{aligned}$$

$$\text{Volumen de la cárcava} = 19,632.15 \text{ litros} = 19.632 \text{ m}^3.$$

Para las medidas de la cárcava se utilizará como discriminante las profundidades de arranque y paro que están dadas por: 1.0 metros de distancia entre el paro y el arranque + 0.20 metros de seguridad por las boyas de paro y arranque + 0.50 metros de sumergencia de la bomba. En total se hacen 1.70 metros por debajo del nivel invert de entrada.

Si tenemos la medida de la profundidad podemos conocer las medidas de largo y ancho de la misma sacando el volumen de un cubo del cual conocemos el volumen y la profundidad y las medidas de Largo y Ancho serán consideradas iguales.

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= A \times A \times h \\ 19.632 \text{ m}^3 &= A \times A \times 1.70 \text{ m} \\ A &= \sqrt[2]{\frac{19.632 \text{ m}^3}{1.70 \text{ m}}} = 3.398 \text{ m} \approx 3.40 \text{ m} \end{aligned}$$

Las medidas de la cárcava serán: L= 3.40m A= 3.40 h= 1.70.

Los niveles de la cárcava serán los siguientes según diseño y niveles de entrada:

NIVEL DE TERRENO	80.708
NIVEL INVERT DE ENTRADA	79.293
NIVEL DE FONDO	77.593
PROFUNDIDAD DE LA CÁRCAVA	3.115 mtr

Fuente: Propia Elaboración

El ciclo de la bomba y tiempo de vaciado están regidos por la siguiente ecuación:

$$\text{Tiempo de vaciado} = \frac{\text{Volumen de la cárcava}}{\text{Caudal máximo}}$$

$$\text{Tiempo de vaciado} = \frac{19632.15 \text{ ltrs}}{43.627 \text{ lps}} = 450 \text{ seg} = 7.5 \text{ minutos}$$

Tiempos requeridos	Tiempo en minutos
Tiempo de Vaciado	7.5 minutos
Tiempo de retención	30.0 minutos
Tiempo total del ciclo de funcionamiento y paro del equipo	37.5 minutos

Fuente: Propia Elaboración

Aproximadamente 2 arranques por hora, está dentro del rango de no más de 10 arranques.

Línea de Impulsión y potencia de equipos de bombeo.

- Q de diseño = 43.627 lps
- Longitud de tubería de impulsión = 1522.51 mtrs.
- Diámetro propuesto 8 plg.
- Pérdida Estática = $H_f - H_i = 96.6135 - 80.7113 = 15.9022$ mtrs.
- Pérdida Estática en Sarta de Bombeo = 3.115 mtrs.
- Pérdida por fricción en la tubería con Fórmula Hazen-Williams = 12.33 m
- Verificación de la Velocidad para diámetro económico= 0.6037 m/s.

- Presión de Trabajo del sistema = 7 m.
- Cálculo de la carga total dinámica:

TIPO DE CARGAS POR PÉRDIDAS	CANTIDAD DE PÉRDIDAS EN METROS
Pérdida Estática	15.90
Pérdida Estática en Sarta de Bombeo	3.11
Perdidas por Fricción	12.33
Presión de trabajo del sistema	7.0
CARGA TOTAL DINÁMICA CTD	38.347 METROS

Fuente: Propia Elaboración

- La potencia del equipo de bombeo fue calculada por la siguiente fórmula:

$$Potencia\ requerida\ del\ equipo = \frac{Q \times CTD \times \rho\ as}{76 \times eficiencia\ 75\%}$$

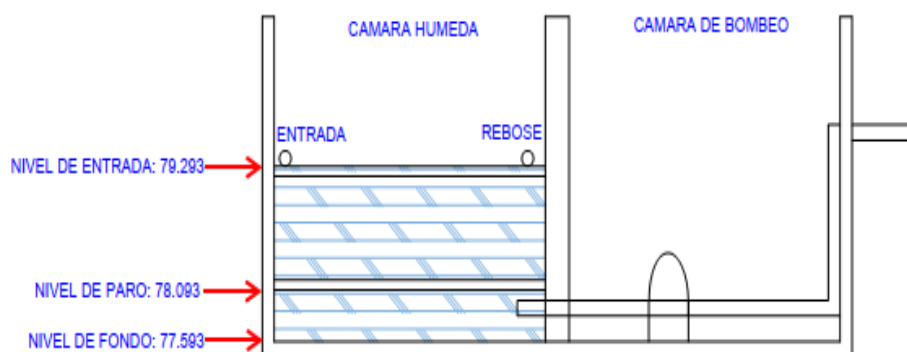
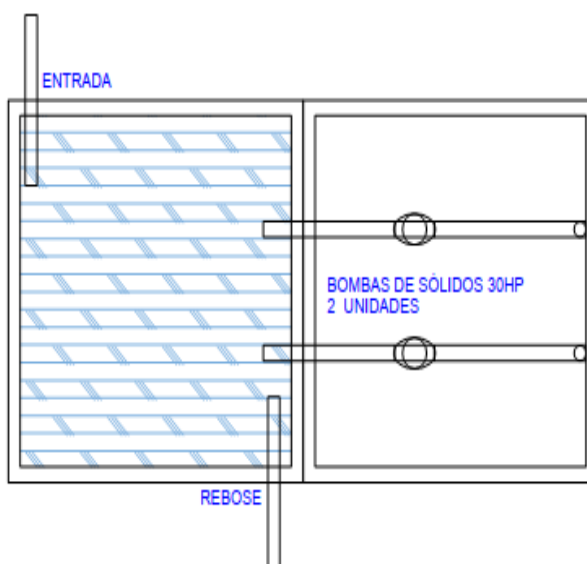
$$Potencia\ requerida\ del\ equipo = \frac{43.627 \times 38.3437 \times 1.04}{76 \times 0.75}$$

$$Potencia\ requerida\ del\ equipo = \frac{1739.73}{57}$$

$$Potencia\ requerida\ del\ equipo = 30.52\ HP \approx 30\ HP$$

Como la estación de bombeo se tiene que diseñar para que no se detenga el bombeo se proponen Dos equipos de las mismas características, 1 en funcionamiento más uno de reserva de 30 HP cada equipo.

Esquema de la estación de Bombeo.



5.4.3 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas.

Para el tratamiento de las aguas residuales se propone una planta de tratamiento de agua residual, esta consiste en tratamiento preliminar, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario.

Tratamiento preliminar consiste en: Rejas, desarenador, medidor de flujo (canaleta Parshall).

El tratamiento primario en tanques Imhoff, para reducir la carga orgánica de las aguas residuales, formado por 2 módulos

El tratamiento secundario consiste en un sistema anaerobio (UASB), formado por 2 módulos.

Finalmente el tratamiento terciario para completar la remoción de coliformes por medio de desinfección (cloro).

Se utilizará una bomba para elevar el agua que entra desde el sistema de alcantarillado sanitario.

A continuación se describirá la metodología de cálculos que se siguió para el dimensionamiento de la planta de tratamiento descrita anteriormente.

Población de diseño:

Se proyectara por saturación, con un índice de 5 habitantes por vivienda.

El número de vivienda es 3,068, por lo tanto el total de habitantes esperados en la urbanización será:

$$\text{Nº de habitantes} = 5 \text{ habitantes / vivienda} \times 3,068 \text{ viviendas} = 15,340 \text{ habitantes.}$$

Dotación per cápita

Se asignara una dotación de 160 l/p-d, la cual es recomendada por INAA para zonas con grandes poblaciones en la zona fuera de Managua.

Producción de Agua Residual

Al final del período de diseño, el caudal de agua residual esperado es:

$$Q_m = \frac{160 \times 15340 \times 0.80}{86400} = 22.73 \text{ l/s}$$

Caudal máximo:

El caudal máximo se determinara como el producto del caudal promedio por el Factor de Harmon

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{prom}} \times FH$$

FH: Factor de Harmon (1.8 – 3)

$$FH = 1 + \frac{14}{(4 + \sqrt{15340/1000})} = 2.77$$

Caudal máximo:

$$Q_{\text{máx}} = 22.73 \times 2.77 = 62.92 \text{ l/s}$$

Caudal de Infiltración:

Longitud total de alcantarillado sanitario 23,349.12 m

Caudal de infiltración: $Q_{\text{infiltr}} = 2 \text{ l/h} \times (23,349.12/100) \times (150/25) \times (1/3600) = 0.778 \text{ l/s}$

Caudal de Diseño:

$$Q_d = 62.92 + 0.778 = 63.70 \text{ l/s}$$

Caudal mínimo:

$$Q_{\min} = (22.73 + 0.778) / 5 = 4.70 \text{ l/s}$$

5.4.4 Elementos de la planta de tratamiento de agua residual

El nivel mínimo de llegada del sistema de alcantarillado sanitario es de 81.07 m, y el nivel de terreno es 83.00 m, por lo que la profundidad es de 1.93 m, para lo cual es necesario utilizar una pequeña bomba sumergible de agua residual.

5.4.4.1 La bomba

Carga Total Dinámica (CTD) = 2.50 m

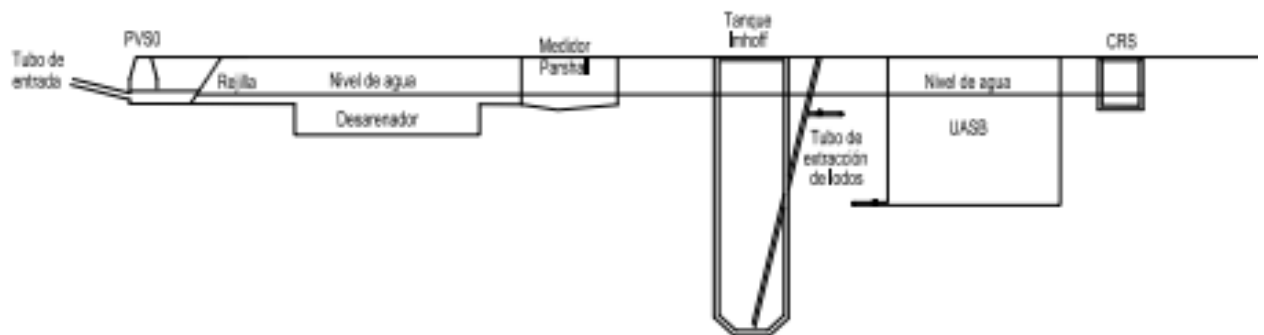
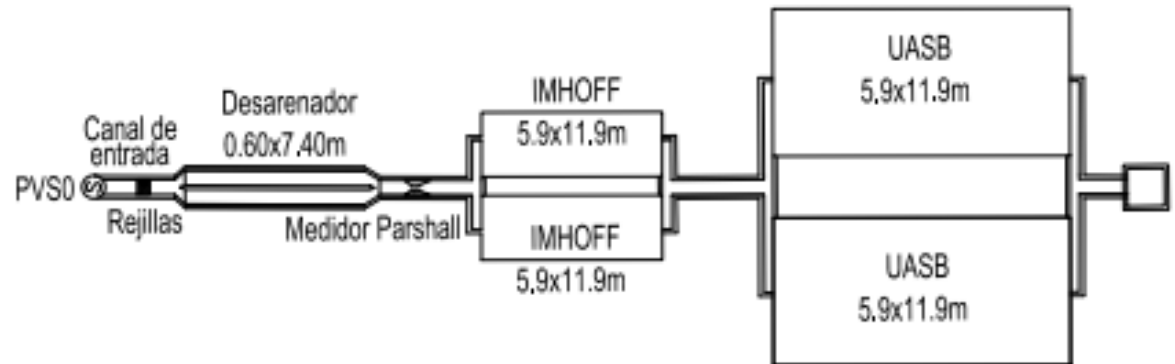
Caudal de bombeo = 71.90 l/s

Potencia de la bomba = 3 HP

Luego de la estación de bombeo se pasa por los elementos del sistema de tratamiento preliminar formado por canal de entrada en el cual se ubican las rejas de limpieza manual, para luego pasar por el desarenador, el medidor de flujo "Canaleta Parshall".

Como tratamiento primario se propone 3 tanques Imhoff, y como tratamiento secundario dos módulos anaerobios: Sistema UASB y finalmente desinfección con cloro.

Esquema propuesto



5.4.4.2 Canal de entrada:

El canal propuesto es de concreto, con una ancho interno de 0.60 m, borde libre de 0.30 m, y altura total de 0.50 m. la pendiente de 0.15%. La hoja de cálculo se presenta a continuación.

Dimensiones del canal de entrada

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Población	P	15340	hab.		
Dotación	Dot	166	lppd	10,000 - 15,000 hab → 110 lppd (INAA)	
Ancho de Canal	B	0.60	m	0.30 m - 0.70 m	
Pendiente a lo largo del Canal	S	0.0015	m/m	Asumido	
Coefficiente de Manning	n	0.013		Concreto (INAA)	
Borde Libre	BL	0.3	m	0.20 m - 0.3 m	
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudal Medio	Qm	$Q_m = \frac{P * Dot * 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$	23.58	l/s	
			0.0236	m ³ /s	
Caudal de Diseño	Qd	$Q_d = Q_{máx} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{inert}$	65.36	l/s	
			0.07	m ³ /s	
Altura Máxima		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}} = H_{máx} * B \left[\frac{H_{máx} + B}{B + 2H_{máx}} \right]^{\frac{5}{3}}$			
		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}}$	0.022		
		$H_{máx} * B \left[\frac{H_{máx} + B}{B + 2H_{máx}} \right]^{\frac{5}{3}}$	0.022		
	Hmax		0.165	m	
Altura Media		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}} = H_m * B \left[\frac{H_m + B}{B + 2H_m} \right]^{\frac{5}{3}}$		m	
		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}}$	0.0079		
		$H_m * B \left[\frac{H_m + B}{B + 2H_m} \right]^{\frac{5}{3}}$	0.0079		
	Hmed		0.082		
Velocidad Máxima	Vmáx	$V_{máx} = \frac{Q_d}{B * H_{máx}}$	0.66	m/s	0.40 - 0.75 m/seg, Cumple
Velocidad Media	Vm	$V_m = \frac{Q_m}{B * H_m}$	0.48	m/s	0.40 - 0.75 m/seg, Cumple
Área Mojada	At	$A_t = B * H_{máx}$	0.099	m ²	
Altura del Canal	Hcanal		0.5	m	

Fuente: Propia Elaboración

5.4.4.3 Rejas:

Se propone una reja de limpieza manual. El ancho de la reja es el mismo ancho del canal 0.60 m. La inclinación de las rejas es de 45°, la separación entre las barras es de 5 cm, y el espesor de las barras es 1.27 cm. Los cálculos hidráulicos se muestran en la siguiente tabla

Datos de la reja manual

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDA n	CRITERIOS	
Población	P	15340	hab.		
Dotación	Dot	166	lppd		
Factor de Forma de la Barras	β	1.79		Circular = 1.79 , Rectangular = 2.42	
Inclinación de Reja	θ	45	°	45° - 60° con la Horizontal	
Separación entre Barra	a	5	cm	2.50 cm - 5.00 cm	
Espesor Barra	t	1.27	cm	0.50 cm - 1.50 cm	
Ancho de Canal	B	0.60	m	0.30 m - 0.70 m	
Ancho de Reja	b	0.60	m	Asumido	
Pendiente a lo largo del Canal	S	0.0015	m/m	Asumido	
Coefficiente de Manning	n	0.013		Concreto	
Borde Libre	BL	0.30	m	0.20 m - 0.3 m	
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudal Medio	Qm	$Q_m = \frac{P * Dot * 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$	23.61	l/s	
			0.02	m³/s	
Caudal de Diseño	Qd	$Q_d = Q_{m\acute{a}x} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{inat}$	65.36	l/s	
			0.07	m³/s	
Altura Máxima		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}} = H_{m\acute{a}x} * b \left[\frac{H_{m\acute{a}x} + b}{b + 2H} \right]^{\frac{5}{2}}$		m	
		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}}$	0.022		
		$H_{m\acute{a}x} * b \left[\frac{H_{m\acute{a}x} + b}{b + 2H_{m\acute{a}x}} \right]^{\frac{5}{2}}$	0.022		
	Hmax		0.16		
Altura Media de Agua antes de Reja		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}} = H_m * b \left[\frac{H_m + b}{b + 2H} \right]^{\frac{5}{2}}$		m	
		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}}$	0.008		
		$H_m * b \left[\frac{H_m + b}{b + 2H_m} \right]^{\frac{5}{2}}$	0.008		
	Hmed		0.080		
Velocidad Máxima antes de la Reja	Vmáx	$V_{m\acute{a}x} = \frac{Q_d}{B * H_{m\acute{a}x}}$	0.672	m/s	0.40 - 0.75 m/seg, Cumple
Velocidad Media antes de la Reja	Vm	$V_m = \frac{Q_m}{B * H_m}$	0.492	m/s	0.40 - 0.75 m/seg, Cumple
Área Total Mojada	At	$A_t = b * H_{m\acute{a}x}$	0.097	m²	
Eficiencia	E	$E = \frac{a}{a + t}$	0.800		0.6 - 0.85 (CEPIS)
Área Útil	Au	$A_u = A_t * E$	0.078	m²	
Velocidad de Paso	Vp	$V_p = \frac{Q_d}{A_u}$	0.841	m/s	0.40 - 0.9 m/seg, Cumple

Fuente: Propia Elaboración

VERIFICACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA					
Área Total por Velocidad Media	At'	$A'_{t'} = b * H_{media}$	0.048	m ²	
Área Útil por Velocidad Media	Au'	$A'_{u'} = A'_{t'} * E$	0.038	m ²	
Velocidad Media	V'm	$V'_{m'} = \frac{Q_m}{A'_{u'}}$	0.615	m/s	0.40 - 0.75 m/s, Cumple
PÉRDIDAS					
Pérdida de Carga en Rejas Limpias	Hf	$H_f = \beta * \left(\frac{L}{m}\right)^2 * \sin \theta * \frac{V_{m'}^2}{2g}$	0.007	m	< 0.15, Cumple
Pérdida de Carga en Rejas (Parcialmente Obstruida)	Hfo	$h_{fo} = \left(\frac{E}{E_c}\right)^2 * H_f = \left(\frac{E}{0.75 * E}\right)^2 * H_f$	0.013	m	< 0.15, Cumple
	Eo	0.75 E	0.6	(0.5 - 0.75), (0.75 = Parcialmente Obstruido)	
Altura del Canal	Hcanal	$H_{canal} = H_{máx} + h_{fo} + BL$	0.5	m	

Fuente: Propia Elaboración

5.4.4.4 Desarenador:

Se proponen dos desarenadores, para que funcione uno, y cuando hay que eliminar las arenas acumuladas, se cierra el pase de agua y se abre el que está en reserva.

Las dimensiones de los desarenadores son: Largo 7.84 m, con un ancho de 0.60 m y una profundidad total de 1.26 m. Los cálculos de su dimensionamiento hidráulico se muestran en la siguiente tabla.

Desarenador propuesto

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Carga Superficial	Cs	1200	m ³ /m ² -d	700 - 1600	
Caudal de Diseño	Qd	0.065	m ³ /s		
Velocidad de flujo	V	0.30	m/s	Valor sugerido por INAA	
Diámetro de partícula	Ø	0.20	mm	> 0.2 mm, CEPIS	
Velocidad de Sedimentación	Vs	0.021	m/s	Ver tabla D-1-3a	
Número de Desarenadores	No	2	und		
Tiempo de Retencion de Sedimento en Tolva	t	15	días	Por Mantenimiento	
DIMENSIONAMIENTO					
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Ancho	b		0.60	m	Usar B de Canal de Entrada
Altura de Agua en el Canal de Llegada	H _{agua}	$\frac{Q_d}{b * V}$	0.36	m	Canal de Entrada, ver Apéndice D-1-1
Borde libre	BL		0.30	m	Asumido
Largo	L	$\frac{V * H_{sedmax} * 86400}{C_s}$	7.84	m	OPS/OMS/CEPIS
Radio Hidráulico	Rh	A/P	0.164	m	
		Rh ^{2/3}	0.3000		
Pendiente Longitudinal del Desarenador	S	$S = \left(\frac{n * V}{Rh^{2/3}} \right)^2$	0.0169	%	
Pérdidas en el desarenador	Hf	S * L	1.33	mm	
VOLUMEN DE TOLVA					
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Cantidad de material retenido	Cant.retenida		0.029	t/m ³	Zona Residencial, OPS/OMS/CEPIS
Volumen Sedimentado	V _{sed}	Q * Cant.retenida * t	2456.53	lts	
Volumen requerido de tolva	Vol.Req.Tolva	V _{sed}	2.46	m ³	
Altura de Tolva propuesta	H _{tolva}		0.60	m	
Ancho	b		0.60	m	
Largo	L		7.84	m	
Volumen propuesto de tolva	V _{tolva}	H _{tolva} * b * L	2.82	m ³	≥Vol.Req.tolva, Cumple
Altura Total del Desarenador	Htotal	∑ H _{agua} + H _{tolva} + BL	1.26	m	

Fuente: Propia Elaboración

5.4.4.5 Canaleta Parshall

Las canaletas Parshall son un instrumento efectivo para medir caudales de agua residuales, ya que su diseño evita la sedimentación de materia orgánica e inorgánica dentro del mismo. La canaleta Parshall propuesta tiene un ancho de garganta de 22.9 cm. El dimensionamiento hidráulico se muestra en las siguientes tablas.

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudales de Diseño	Q_{min}	0.005	m ³ /s	> 0.0025
	Q_d	0.065	m ³ /seg	< 0.252
Ancho de Canal	B	m	m	
Ancho de Garganta	W	0.20	m	1/3 - 1/2 de B
Ancho de Garganta Seleccionado	W	0.23	m	Ver Criterios Apéndice D-1-5
Dimensiones de Canal Parshall Seleccionado	A	0.88	m	
	2/3 A	0.587	m	
	Wc	0.46	m	
	B	0.864	m	
	C	0.381	m	
	D	0.575	m	
	E	0.762	m	
	F	0.305	m	
	G	0.457	m	
	K	0.076	m	
	N	0.114	m	
	R	0.406	m	
	M	0.305	m	
	P	1.08	m	
	X	0.076	m	
	Y	0.076	m	
	k	0.535		
	n	1.53		

Fuente: Propia Elaboración

CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga Piezométrica en Wc (Tramo Convergente)	Ha	$\sqrt[n]{Q_{max}/k}$	0.253	m	Despejando Q = KH ⁿ
Carga Piezométrica en Tramo Contraído	Hb	$\sqrt[n]{Q_{min}/k}$	0.045	m	
Ahogamiento		H_b/H_a	17.94	%	< 60 %, Cumple
Velocidad en la Sección Wc	Vo	$\frac{Q}{Wc * Ha}$	0.561	m/s	
Carga Total en la Sección Wc	Hc	$\frac{V_o^2}{2g} + Ha + M/4$	0.345	m	
Caudal Específico en W	q	$\frac{Q}{W}$	0.285	m ³ /m-s	
Angulo e	θ	$\cos^{-1} \left[\frac{(-q * g)}{(2/3 * g * Hc)^{1/5}} \right]$	1.571	rad	
Velocidad antes del Resalto	V ₁	$2 \left[\left(\frac{2g * E_o}{3} \right)^{0.5} * \cos \left(\frac{\theta}{3} \right) \right]$	2.60	m/s	2.5 m/s - 3 m/s
Altura de Agua antes del Resalto	h ₁	$\frac{q}{V_1}$	0.110	m	
Froude	F	$\frac{V_1}{\sqrt{g * h_1}}$	2.51		Régimen Supercritico
Altura de Agua en el Resalto	h ₂	$\frac{h_1}{2} \left[\sqrt{(1 + 8F^2)} - 1 \right]$	0.34	m	h1 < h2, OK!!
Velocidad en el Resalto	V ₂	$\frac{Q}{W * h_2}$	0.84	m/s	
Altura de agua en la Salida del Canal	h ₃	$h_2 - (N - K)$	0.30	m	
Velocidad en la Sección de Salida	V ₃	$\frac{Q}{C * h_3}$	0.57	m/s	
Pérdidas	hf	$\frac{(h_2 - h_1)^3}{4 * h_2 * h_1}$	0.081	m	

Fuente: Propia Elaboración

Criterios, dimensiones y caudales de la canaleta Parshall

CRITERIOS, DIMENSIONES Y CAUDALES DE CANALES PARSHALL													
Ahogamiento		Hb/Ha < 60 %			Hb/Ha < 70 %								
Ln	7	15	22	30	45	60	90	120	150	180	210	240	
W (cm)	7.6	15.2	22.9	30.5	45.7	61	91.5	122	152	183	213	244	
A (cm)	46.7	62.1	88	137	145	152	168	183	198	213	229	244	
2/3 A (cm)	31.1	41.4	58.7	91.4	96.5	102	11.8	122	132	142	152	163	
Wc cm	19.8	31.5	46	66.5	83.6	120	135	170	204	239	273	308	
B cm	45.7	61	86.4	134	134	150	165	179	194	209	224	239	
C cm	17.8	39.4	38.1	61	76.2	91.4	122	152	183	213	244	274	
D cm	25.9	39.7	57.5	84.5	103	150	157	194	230	267	333	340	
E cm	61	61	76.2	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	
F cm	15.2	30.5	30.5	61	61	61	61	61	61	61	61	61	
G cm	30.5	61	45.7	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91	
K cm	2.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	
N cm	5.7	11.4	11.4	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	
R cm	40.6	40.6	40.6	50.8	50.8	50.8	50.8	61	61	61	61	61	
M cm	30.5	30.5	30.5	38.1	38.1	38.1	38.1	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7	
P cm	76.8	90.2	108	149.2	167.6	185.4	222.3	171.1	308	344.2	381	417.2	
X cm	2.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	
Y cm	3.8	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	
Caudal de Flujo Libre	Mínimo	8E-04	0.001	0	0.003	0.004	0.012	0.017	0.037	0.045	0.074	0.085	0.099
	Máximo	0.054	0.11	0.25	0.456	0.697	0.937	1.427	1.923	2.424	2.931	3.438	3.95

VALORES DE CALIBRACIÓN.		
W cm	k	n
7.6	0.1765	1.547
15.2	0.381	1.58
22.9	0.535	1.53
30.5	0.69	1.522
45.7	1.054	1.538
61	1.426	1.55
92.5	2.182	1.556
122	2.935	1.578
152.5	3.728	1.587
183.2	4.515	1.595
213.5	5.306	1.601
244	6.101	1.606
30 - 240	$Q = 0.372 * W * (3.281 Ha)^{1.568} W^{0.026}$	
Nota: Los coeficientes de la ecuación anterior son K y n, siendo "n" los que se encuentran en forma exponencial		

5.4.4.6 Tanque Imhoff

Se proponen 3 unidades de tratamiento primarios de tanques Imhoff, que pueden ser construidos en etapas. Cada tanque tendrá las siguientes dimensiones: Ancho: 2.3 m Largo: 6. 2 m y una profundidad total de 8.40 m.

El lodo extraído de los tanques Imhoff se depositara en un área de lecho de secado dividido en dos partes. Las dimensiones del área de secado son: Largo total de 12 m, ancho total 8 m, y dividido en dos secciones de 4 m cada una. El lecho de secado tendrá un muro de 0.40 m de altura como mínimo.

Los cálculos hidráulicos de los tanques Imhoff y la estructura del lecho de secado de lodos se muestran en las siguientes tablas.


De acuerdo a las características de las aguas residuales propuestas (según normas del INAA para Managua) se espera una producción de lodos a extraer de los tanques Imhoff de 38.25 m^3 por cada 30 día. El retiro de lodo depende de la temperatura del medio ambiente en el agua residual. Esta se propone a extraer una vez cada 30 días.

CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD
Población	P		15,340	hab
Dotación	Dot		166	lppd
Sólidos en Suspensión	SS		200	mg/l
DBO ₅ Afluente	S ₀		244.8	mg/lt
Caudal Medio	Qm	$Q_m = \frac{P \times Dot \times 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$	0.024	m ³ /s
Carga per cápita de DBO ₅	q	S ₀ *(Dot*0.8)	32.51 0.03	grDBO/hab/día KgDBO/hab/día
Carga diaria de DBO	CTA	q*P	498.695	KgDBO/día
Coliformes fecales en el afluente	CFA		8.50E+06	NMP/100 ml
Porcentaje de Remoción de DBO	R		50	%
Concentración de DBO ₅ en Afluente	S ₀	$\frac{DBO \text{ por día}}{Q_m}$	244.5	mg /l
Concentración DBO en Efluente	S	S ₀ - (R * S ₀)	122.4	mg /l
Remoción de Coliformes			50	%
Coliformes fecales en Efluente	CFE	$CFE = 15 \% CFA$	4.25E+06	NMP / 100 ml
CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN				
DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga Superficial	Cs	1	m ³ /m ² -h	1.0 - 1.7, INAA
Carga Sobre el Vertedero Efluente		24	m ³ /m-h	7 - 25, INAA
Tiempo de retención	Trs	2	horas	2-4, INAA
Velocidad Horizontal del Flujo	V _{fluj}	30	cm/min	INAA
Relación Longitud/Ancho (ΔL/Δb)	(ΔL/Δb)	2.75		INAA
Pendiente del Fondo	z	1.5		INAA
Abertura de Comunicación entre Cámaras		25	cm	15 - 30, INAA
Proyección Horizontal del Saliente		25	cm	15 - 30, INAA
Número de Sedimentadores	Ns	6		

Fuente: Propia Elaboración

CÁLCULO	SIMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD
Volumen Total de Sedimentación	Vs	$Qm * Trs$	169.99	m ³
Volumen por Sedimentador	Vsu	Vs / Ns	28.33	m ³
Área Superficial mínima de Sedimentación	As	Qm / Cs	84.99	m ²
Área Superficial mínima por Sedimentador	Asu	As / Ns	14.17	m ²
Ancho de Sedimentador	Bs	$\sqrt{Asu / (\Delta L / \Delta b)}$	2.3	m
Longitud de Sedimentador	Ls	$Bs * (\Delta L / \Delta b)$	6.2	m
Área Transversal Rectangular de Sedimentador	Ars	$\frac{Vsu - (Asu * Ls)}{Ls}$	2.61	m ²
Altura Rectangular de Sedimentador	Hrs	Ars / Bs	1.15	m
Área Transversal Triangular de Sedimentador	Ats	$\frac{Bs}{2} * Hts$	1.93	m ²
Altura Triangular de Sedimentador	Hts	$\frac{Bs}{2} * x$	1.70	m
Área Transversal Total de cada Sedimentador	ATS	$Ars + Ats$	4.54	m ²
Altura Total de cada Sedimentador	HTS	$Hrs + Hts$	2.85	m
Revisión de Velocidad Horizontal del Flujo	V _{flujo}	$\frac{Qm}{ATS * Ns}$	5.20	cm/min
DEFLECTOR DE ESPUMA				
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Por debajo de la Superficie		30	cm	INAA
Por encima de la Superficie		30	cm	INAA
Borde Libre	BL	60	cm	45 - 60, INAA
ZONA DE VENTILACIÓN DE GASES				
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Anchura de Abertura		1	m	> 1.00 m
Separación entre Sedimentadores		1	m	> 1.00 m
Superficie en % del total		40	%	> 25 %

Fuente: Propia Elaboración

CÁMARA DE DIGESTIÓN					
DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Temperatura de Agua	Ta	> 25	°C		
Factor de Capacidad Relativa	for	0.5		Ver Cuadro D-2-1b	Al final del A
Tiempo de retención de lodos	Trc	30	días	Ver Cuadro D-2-1a	
Pendiente del Fondo	a	2		INAA	
Tubería de Extracción de Lodos		25	cm	20 - 30, INAA	
	Distancia	0.15	m	Al fondo de tanque	
Número de Cámaras	Nc	3	und		
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	
Longitud de cada Cámara	Lc	$Lc = Ls$	6.24	m	
Volumen por Cámara	Vou	$\frac{70 \times P \times for}{1000}$	178.97	m³	
Base Mayor de Cámara de Lodos	BMc	$= 2Sz + 2(Anchura de Abertura)$ + Separación entre calcestrados	7.54	m	
Base Menor de Cámara de Lodos	Bmc		1.00	m	
Altura en Zona Trapezoidal	Htc	$\frac{BMc - Bmc}{2 \times a}$	1.63	m	
Volumen en Zona Trapezoidal	Vtc	$\left(\frac{Htc}{3} \times [(BMc + Lc) + Bmc^2 + \sqrt{(BMc + Lc) \times Bmc^2}]\right) / Nc$	9.98	m³	
Volumen en Zona Recta de cada Cámara	Vrc	$Vou - Vtc$	168.99	m³	
Altura de Lodos en Zona Recta de cada Cámara	Hrc	$\frac{Vrc}{Lc \times BMc}$	3.59	m	
Distancia Libre hasta el nivel de Lodos			32	cm	
Profundidad Total del Tanque	HT		8.4	m	
LECHO DE SECADO					
DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Densidad de los Lodos	P _{lodo}	1.04	Kg/l	CEPIS	
Sólidos Contenidos en los Lodos	% Sólidos	10	%	CEPIS	
Altura del Lecho	HI	0.4	m	0.2 - 0.4 m, CEPIS	
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga de Sólidos que Ingresan al Sedimentador	C	$Q_m \times SS$	407.97	Kg de SS/día	
Masa de Sólidos que Conforman los Sólidos	Msd	$0.325 \times C$	132.59	Kg de SS/día	
Volumen Diario de Lodos Digeridos	Vld	$\frac{Msd}{P_{lodo} \times \left(\frac{\% \text{ Sólidos}}{100}\right)}$	1274.91	lts/día	
Volumen de Lodos a Extraerse del Tanque	V _{extracción}	$V_{ld} \times Trc$	38.25	m³	
Área del Lecho de Secado	Als	$\frac{V_{extracción}}{HI}$	95.6	m²	
Ancho del Lecho de Secado	Bls		8.0	m	Asumido
Largo del Lecho de Secado	Lls	$\frac{Als}{Bls}$	12.0		

Fuente: Propia Elaboración

|

Temperatura de Agua °C	Tiempo de Digestión en Días
5	110
10	76
15	55
20	40
> 25	30

Cuadro D-2-1a

Temperatura de Agua °C	Factor de Capacidad Relativa
5	2
10	1.4
15	1
20	0.7
> 25	0.5

Cuadro D-2-1b

Fuente: OPS, CEPIS, Lima 2005

5.4.4.7 Reactor UASB

Sistema anaerobio de flujo ascendente, sin medio filtrante, se dimensionan en módulos cuya dimensiones máxima son 500 m³.

Se proponen dos módulos con las siguientes dimensiones: Volumen de cada módulo 2.55 m³, profundidad total de 4 m, largo 11.3 m y ancho de 5.6 m. Los lodos se extraerán cada 30 días y se depositaran en el lecho de secado.

Los cálculos se muestran en la siguiente tabla

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	FORMULAS	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Coliformes Fecales en el Afluente	CFA		4.25E+06	NMP/100 ml	
Coliformes Fecales en el Efluente	CFE		4.25E+06	NMP/100 ml	> 1.00E+03, No Cumple
Coliformes Fecales Removidos	CF _{remov.}		0.00	%	
DBO ₅ Afluente	S ₀		244.8	mg/l	
DBO ₅ Efluente Esperado	S		26.4	mg /l	< 30, Cumple
DBO ₅ Removido	DBO _{5remov.}		89.22	%	
Caudal Medio	Qm		0.024	m ³ /s	
			2039.857	m ³ /d	
Profundidad del reactor	H		4.00	m	
Temperatura del Aire en el Mes más Frio.	T _{aire}		27.0	°C	
Temperatura del Agua en el Mes más Frio	T _a	$10.443 + (0.688 * T_{aire})$	29.0	°C	
Tiempo de Retención Hidráulica	t		6.0	horas	
DIMENSIONES					
Volumen requerido	V total		510	m ³	
Volumen unitario	V unitario		254.98	m ³	
Número de módulos	Unidad		2		
Área superficial	A sup		63.75	m ²	
DISEÑO GEOMÉTRICO					
Velocidad ascenso	v		1.33	m/h	
Relacion Largo/Ancho	L/B		2		
Ancho Unitario	B		5.6	m	
Largo Unitario	L		11.3	m	

Fuente: Propia Elaboración

Luego se pasa a una unidad de desinfección con cloro, para finalmente depositar el efluente en una depresión natural.

5.4.4.8 Cloración:

Para determinar en qué etapas del proceso de tratamiento debe aplicarse el cloro y en qué cantidad para lograr el propósito que se desee, se necesita saber cuáles son los efectos que produce al agregarlo a las aguas residuales.

El cloro es una sustancia sumamente activa que reacciona con muchos compuestos, dando productos muy diversos. Si se agrega una pequeña cantidad de cloro a las aguas residuales, se consumirá al reaccionar rápidamente con sustancias como el ácido sulfhídrico y el hierro ferroso. En estas condiciones, no se logra ninguna desinfección. Si se agrega suficiente cloro para reaccionar con todas estas sustancias, que se conocen como compuestos reductores, entonces otro poco más de cloro que se agregue reaccionará con la materia orgánica presente y formará compuestos orgánicos clorados, los cuales tienen una ligera acción desinfectante.

Los principales usos del cloro y sus compuestos en la recogida, tratamiento y evacuación de las aguas residuales se indican a continuación:

- Control del crecimiento de películas biológicas
- Control de la corrosión
- Control de olores
- Eliminación de grasas
- Reducción de la DBO
- Control de moscas en los filtros
- Control de aumento del volumen del lodo
- Control de espumas en los tanques Imhoff y digestores
- Reducción de los nitratos
- Reducción bacteriana
- Desinfección

De las muy diferentes aplicaciones continúa siendo la más importante la desinfección de las aguas residuales.

Ninguno de los métodos primario o secundario de tratamiento de aguas residuales puede eliminar completamente de ellas a las bacterias patógenas que siempre están presentes potencialmente.

El punto de aplicación del cloro debe localizarse en un lugar en donde el cloro que se añada pueda mezclarse rápidamente con toda la corriente de aguas residuales y de manera que pueda sostenerse dicha mezcla durante un mínimo de 15 minutos, antes de descargarse en la corriente receptora.

Finalmente se utiliza desinfección con cloro, como tratamiento terciario o final para poder reducir los coliformes hasta lo exigido por el decreto 33-95 del MARENA.

Eficiencia en remoción de coliformes: 99.99%

El efluente de la desinfección es: 4.25×10^2 NMP/100 ml

Material orgánica: **26.4 mg/l menor a 90 mg/l** (decreto 33-95 del MARENA)

Coliformes fecales **4.25×10^2** menor a 1×10^3 NMP/100 ml (decreto 33-95 MARENA)

Normas de tratamiento y reuso del agua residual según INAA.

TRATAMIENTO	PORCENTAJE DE REDUCCION (%)					
	DBO5	DQO	SS	Coliformes	P	N
Tratamiento Preliminar o pretratamiento	15 - 30	10 - 20	15 - 30	10 - 25		
Decantación Primaria	25 - 40		50 - 70	25 - 75		0 - 10
Efluente Primario + Cloración				99		
Fosas Sépticas ó Tanques Imhoff	40 - 60	40 - 70	37 - 85	10 - 90	0 - 10	3 - 5
Lodos Activados (Aireación Prolongada)	75 - 95	70 - 90	83 - 99	90	40 - 70	40 - 60
Lodos Activados (Convencional)	85 - 95		85 - 92	90 - 98	40 - 70	40 - 60
Lechos Bacterianos	80 - 90	70 - 92	90 - 99			
Efluente Secundario + Cloración				98 - 99		
Lagunas Aerobias	70 - 95	40 - 70	70 - 90	99 - 99.99	40 - 60	55 - 85
Lagunas Facultativas	70 - 85	40 - 70	50 - 90	99 - 99.99		
Lagunas Anaerobias	40 - 80	40 - 60	60 - 80	40 - 60		
Humedales de Flujo Superficial Libre (Lagunas con Macrofitas)	70 - 90	40 - 80	60 - 80	90 - 98	40 - 70	40 - 60
Humedales sub-superficial	70 - 95	70 - 90	90 - 99	70 - 90	85 - 91	90 - 96
Biodiscos	70 - 97		75 - 97	75 - 97	85 - 91	90 - 96
Filtro Verde (Irrigación)	90 - 99	90 - 95	95 - 100	95 - 100	85 - 90	90 - 96
Filtro Verde (escorrentía)	92 - 96	60 - 70	95	95	85 - 91	90 - 96
Infiltración - Percolación	80 - 99	70 - 80	95	95	25 - 40	30 - 95

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

5.5 EFICIENCIA DEL SISTEMA PROPUESTO:

5.5.1 Calidad de agua residual utilizada en el estudio:

La calidad de agua a utilizar para el diseño de la planta de tratamiento de agua residual de la urbanización “Virgen La Merced”. Se tomó los datos de la ciudad de Managua, que investigo el consultor ROCHE, y están expresados en las normas del INAA.¹

Composición típica de aguas residuales de la ciudad de Managua
(Roche / Search 1006)

¹ GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. Capítulo VIII Características de las Aguas Residuales. Ítem 8.4 Características más importantes de las aguas residuales.

Parámetro	Magnitud
Sólidos totales	636 mg/L
Sólidos disueltos	448 mg/L
Sólidos suspendidos	188 mg/L
Sólidos sedimentables	51 mg/L
DBO	306 mg/L
DQO	614 mg/L
Nitrógeno total	234 mg/L
Nitrógeno orgánico	136 mg/L
Nitrógeno amoniacal	103 mg/L
Nitritos	0.06 mg/L
Nitratos	< 0.05 mg/L
Fósforo total	31 mg/L
Cloruros	56.76 mg/L

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

5.5.2 Remoción de contaminante en las diferentes etapas de tratamiento:

Introducción:

Los parámetros evaluados son la concentración de materia orgánica expresada en forma de DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno) y coliformes fecales.

Los datos iniciales tomadas de las normas del INAA son:

DBO₅: 306 mg/l
Coliformes fecales: 1×10^7 NMP/100 ml

Los valores límites que se permite descargarse al medio ambiente lo regula el decreto 33-95 del MARENA. Estos valores son:

DBO₅: < 90 mg/l (para poblaciones menores a 70 habitantes)
Coliformes fecales: < 1×10^3 NMP/100 ml

3.5.3 Tratamiento Preliminar

Según Normas Regular del Sistema de Tratamiento de Agua Residual y su Reuso, en el sistema de tratamiento preliminar al retener elementos flotantes como plásticos, papel y otros elementos quedan retenidos 20% de DBO₅, y el 15% de coliformes fecales.

Por lo que el efluente del tratamiento preliminar tendrá las siguientes características:

Materia orgánica en forma de DBO₅: 244.8 mg/l
Coliformes Fecales: 8.5×10^6 NMP/100 ml

Eliminación de desechos retenidos en las unidades de tratamiento

Los sólidos retenidos en las rejillas deben someterse a un proceso de escurrimiento para eliminar del agua antes de su vertido o tratamiento. Los sólidos recogidos de las rejillas son perjudiciales, e incluso peligrosos. Se deben adoptar medidas de seguridad para los trabajadores que manipulan estos sólidos.

Los residuos sólidos deben ser depositados en vertederos controlados (relleno sanitario) o procesados en plantas de tratamiento de sólidos.

Para un buen funcionamiento es necesario revisar diariamente el canal y semanalmente se procede a rastrillar hacia el escurrido de los materiales retenidos.

Sólidos retenidos en el desarenador, el desarenador consiste en extraer del agua bruta la grava, arena y partículas minerales más o menos finas.

Con el desarenador se consigue: evitar que se produzcan sedimentos en los canales y conducciones, proteger las bombas y otros aparatos contra la abrasión; impedir sobrecargas en las fases de tratamientos siguientes.

El desarenador tiene por objeto eliminar la totalidad de la arena fina y la mayor cantidad posible de lodos.

Para la limpieza del desarenador se maniobra la cortina de control y se procede a limpiar la válvula para su descarga, este trabajo puede efectuarse para las condiciones de ubicación en algunos de los puntos de tratamiento, por medios directos extrayendo las arenas con una pala especial.

Las arenas y lodos eliminados del desarenador siguen el mismo tratamiento que los sólidos retirados de las rejillas, ya escurrido se ponen en un contenedor, para luego ser depositado en el relleno sanitario municipal.

El uso de productos químicos como la cal viva, sirve para el control de malos olores que pudieran generarse como consecuencia del almacenamiento de residuos sólidos procedentes de la cámara de rejillas, desarenador y estructura de reparto.

Medidor de caudal, recibe el mismo tratamiento que los conductos, es decir el retiro de cualquier tipo de material sedimentable acumulado, bien sea aguas arriba o aguas abajo.

Estructura de distribución, El principal cuidado a tener en cuenta es el retiro de material filamentosos que puede adherirse o aglomerarse en placa de distribución o del sedimentable que pueda depositarse aguas arriba y aguas debajo de él.

5.5.4 El tratamiento primario:

Tanque Imhoff, es sencillo operarlos y no exige la supervisión por parte de personal especializado. No existe equipo mecánico que mantener y su funcionamiento consiste en eliminar la espuma a diario y descargarla en las cámaras de gas más próximo y extrayendo el lodo del fondo de la cámara de digestión periódicamente hacia las áreas de secado.

El tanque Imhoff, cuya remoción de contaminantes es: 50% de remoción de materia orgánica expresada en DBO y 50% de coliformes, esta remoción es debido al arrastre de los coliformes por las partículas que sedimenta y quedan retenidas.

Por lo que el efluente del tratamiento primario tendrá las siguientes características:

Materia orgánica en forma de DBO₅: 132 mg/l

Coliformes Fecales: 4.25 x 10⁶ NMP/100 ml

Considerando únicamente la calidad del agua, se sabe que las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas usando tanques Imhoff, está acarrearán los siguientes efectos beneficiosos:

- Reducción de la turbidez.
- Reducción de la dureza.
- Oxidación de la materia orgánica.
- Reducción de los coliformes.
- Homogeneización del caudal.

Los efectos perjudiciales por el mal uso son los siguientes:

- Baja re-aireación.
- Aumento de sólidos inorgánicos.
- Desarrollo de algas.
- Flujo estratificado.
- Estratificación térmica.

5.5.5 Tratamiento secundario

Reactor UASB (RAFA), el control de olores en el UASB se controla si el mantenimiento es adecuado, mantenimiento preventivo y correctivo. Para lograr esto, la principal acción preventiva será el evitar que los mismos habitantes arrojen al drenaje doméstico sustancias de carácter nocivo (aceites, grasas, líquidos automotrices, solventes, pinturas, insecticidas, pesticidas, etc.).

El tratamiento secundario está formado por dos módulos de reactor UASB, cuya remoción de contaminantes es: 90% de remoción de materia orgánica expresada en DBO y 0% de coliformes.

Por lo que el efluente del tratamiento secundario tendrá las siguientes características:

Materia orgánica en forma de DBO_5 : 26.4 mg/l

Coliformes Fecales: 4.25×10^6 NMP/100 ml

5.5.6 Tratamiento Tercario.

El tratamiento terciario se propone con desinfección por cloración la cual termina de eliminar los coliformes fecales y otros microorganismos que no se pueden remover en ninguno de los procesos que se plantean antes.

CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES.

1. Existe viabilidad técnica para realizar el sistema de recolección y saneamiento para el proyecto habitacional de interés social NUESTRA SEÑORA LA MERCED.
2. El sistema completo comprende: Red de recolección de tubería de 6 plg de diámetro, estación de bombeo de aguas residuales con cámara seca y dos equipos de bombeo de 30 hp cada uno, planta de tratamiento con tres procesos sin utilización de energía más que para las instalaciones físicas.
3. Todos los componentes del sistema cumplen con las normas mínimas de seguridad y funcionamiento establecidas en las normas y fueron tomadas en cuenta en los procesos de cálculos para los dimensionamientos correspondientes.
4. Los componentes fueron creados de tal manera que los gastos operativos sean los mínimos y así mismo se cumpla con el requisito de facilidad de operación y mantenimiento que requiere ENACAL.
5. Las infraestructuras propuestas fueron concebidas con materiales que se pueden adquirir localmente de manera fácil y su manera constructiva accesible a la mano de obra local también.
6. El sistema da cobertura al 100% de los lotes que se desean construir hacia la planta de tratamiento, una parte por gravedad y otra parte por una transportación mixta, bombeo y después gravedad.
7. Luego del tratamiento de las aguas se desea realizar el depósito final mediante un efluente que verterá en un cauce natural para que esta realice un recorrido natural.

6.2 RECOMENDACIONES.

1. Debido a que la mayoría de las urbanizadoras edifican por etapas, se recomienda realizar las construcciones de la planta de tratamiento y de la estación de bombeo en su totalidad desde un inicio y que luego se vayan entrando en operación los diferentes módulos según la demanda, esto con el fin de garantizar desde un inicio la correcta conformación y construcción de las cárcavas y evitar filtraciones entre los módulos.
2. En el caso de la estación de bombeo se recomienda en las primeras etapas de uso, recortar los tiempos de paro y arranque de las bombas para evitar el septicismo en la cámara de bombeo y lograr que el agua residual llegue a la planta de tratamiento en las condiciones deseada.
3. Se recomienda iniciar la urbanización con los sectores del norte que pueden drenar por gravedad, de esta manera la recolección de las aguas residuales se podrá hacer por gravedad y se evitarán costos operativos del sistema de bombeo en los primeros años del desarrollo del proyecto.
4. Se recomienda puntualizar bien con las instituciones la recolección y deposición de los lodos producidos, principalmente por los tanques HIMHOF, ya que este sistema tiene buena eficiencia en cuanto al procesamiento de las agua pero produce mucha cantidad de lodo lo cual puede causar problemas de olores en los alrededores del área destinada para la planta.

BIBLIOGRAFÍA

Pérez Parra Jorge Arturo, Manual de Potabilización del Agua. Universidad Nacional de Colombia, Medellín, 1986.

Fair Gueyer, Okyn, Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales Limusa México 1980.

INAA, Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales. Decreto 33-95.

Piura López Julio, Introducción a la Metodología de la Investigación Científica. CIES – UNAN – Managua, 1994.

Baldizón Aguilar María Elena, Apuntes de Ingeniería Sanitaria II – Potabilización.

COMPAS. Estrategia Sectorial de Agua Potable y Saneamiento (2005-2015) Gobierno de Nicaragua.

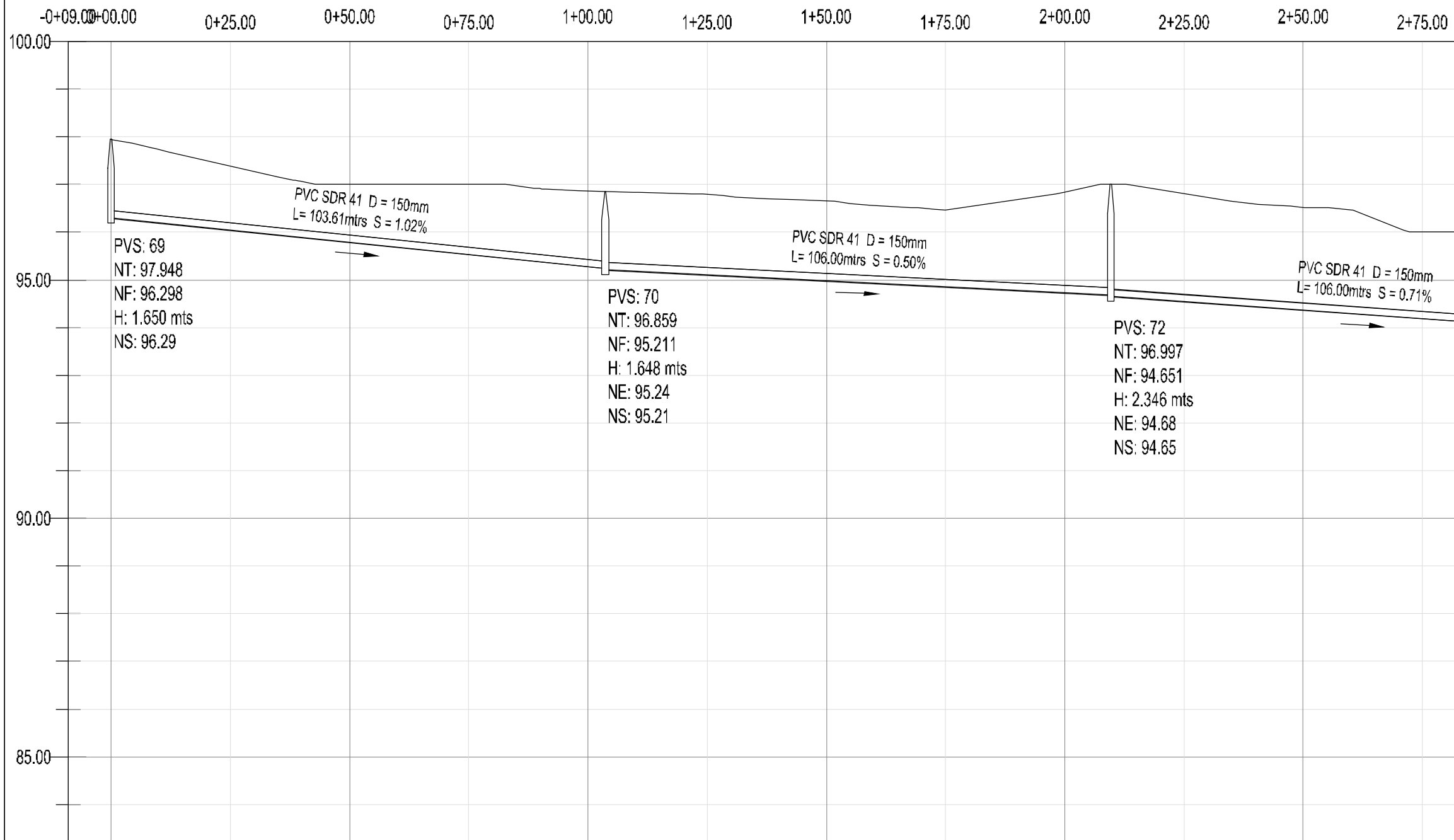
ANEXOS.

Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)	Long. Tránsito (m)	Nº lotes	Nº lotes acumulado	Habitantes servidos	Q medio (lps)	Q máx (lps)	Q especiales	Q infil Tramo	Q infil Acum	Qdiseño (lps)	Q propuesto (lps)
Desde	Hasta	Inicial	Final												
RED DE ZONA NORTE QUE DRENA POR GRAVEDAD HACIA PLANTA DE TRATAMIENTO															
PVS 32	PVS 33	100.26	98.49	95.31	95.31	16	16	80	0.14	0.39	0.00	0.00	0.00	0.39	1.5
PVS 33	PVS 35	98.49	96.52	106.02	201.32	16	32	160	0.28	0.78	0.00	0.00	0.00	0.78	1.5
PVS 35	PVS 37	96.52	94.54	106.02	307.34	16	48	240	0.42	1.16	0.00	0.00	0.01	1.17	1.5
PVS 37	PVS 20	94.54	92.31	105.98	413.32	16	64	320	0.56	1.55	0.00	0.00	0.01	1.56	1.6
PVS 40	PVS 41	100.53	97.97	95.30	95.30	16	16	80	0.14	0.39	0.00	0.00	0.00	0.39	1.5
PVS 41	PVS 43	97.97	96.16	106.02	201.32	16	32	160	0.28	0.78	0.00	0.00	0.00	0.78	1.5
PVS 43	PVS 45	96.16	94.63	106.01	307.33	16	48	240	0.42	1.16	0.00	0.00	0.01	1.17	1.5
PVS 45	PVS 18	94.63	92.94	105.99	413.32	16	64	320	0.56	1.55	0.00	0.00	0.01	1.56	1.6
PVS 48	PVS 49	98.94	98.23	95.25	95.25	16	16	80	0.14	0.39	0.00	0.00	0.00	0.39	1.5
PVS 49	PVS 51	98.23	96.00	106.03	201.28	16	32	160	0.28	0.78	0.00	0.00	0.00	0.78	1.5
PVS 51	PVS 53	96.00	94.95	106.01	307.29	16	48	240	0.42	1.16	0.00	0.00	0.01	1.17	1.5
PVS 53	PVS 55	94.95	94.00	106.00	413.29	16	64	320	0.56	1.55	0.00	0.00	0.01	1.56	1.6
PVS 55	PVS 14	94.00	90.23	108.07	521.36	16	80	400	0.70	1.94	0.00	0.00	0.01	1.95	1.9
PVS 59	PVS 60	98.38	97.90	95.23	95.23	16	16	80	0.14	0.39	0.00	0.00	0.00	0.39	1.5
PVS 60	PVS 62	97.90	96.72	106.01	201.23	16	32	160	0.28	0.78	0.00	0.00	0.00	0.78	1.5
PVS 62	PVS 64	96.72	94.67	106.02	307.25	16	48	240	0.42	1.16	0.00	0.00	0.01	1.17	1.5
PVS 64	PVS 66	94.67	93.04	106.03	413.29	16	64	320	0.56	1.55	0.00	0.00	0.01	1.56	1.6
PVS 66	PVS 12	93.04	90.39	108.03	521.32	16	80	400	0.70	1.94	0.00	0.00	0.01	1.95	1.9
PVS 69	PVS 70	97.95	96.86	103.62	103.62	16	16	80	0.14	0.39	0.00	0.00	0.00	0.39	1.5
PVS 70	PVS 72	96.86	97.00	106.00	209.62	16	32	160	0.28	0.78	0.00	0.00	0.00	0.78	1.5
PVS 72	PVS 74	97.00	95.53	106.01	315.63	16	48	240	0.42	1.16	0.00	0.00	0.01	1.17	1.5
PVS 74	PVS 76	95.53	93.28	106.07	421.69	16	64	320	0.56	1.55	0.00	0.00	0.01	1.56	1.6
PVS 76	PVS 78	93.28	90.93	108.03	529.72	16	80	400	0.70	1.94	0.00	0.00	0.01	1.95	1.9
PVS 78	PVS 80	90.93	88.92	63.39	593.11	10	90	450	0.79	2.18	0.00	0.00	0.01	2.19	2.2
PVS 80	PVS 82	88.92	87.44	63.37	656.48	10	100	500	0.88	2.42	0.00	0.00	0.01	2.44	2.4
PVS 82	PVS 84	87.44	86.22	63.89	720.36	10	110	550	0.96	2.66	0.00	0.00	0.02	2.68	2.7
PVS 84	PVS 2	86.22	84.72	63.89	784.26	10	120	600	1.05	2.91	0.00	0.00	0.02	2.92	2.9

Pozo de Visita		Longitud (m)	Diámetro (m)	Elev. Terreno (m)		Pendiente Terreno (%)	Pendiente Tubo (%)	Pendiente Tubo (%) Corr	QLL (lps)	Qmín Prop. (lps)	Qdiseño	Qd/QLL	Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	Rh (m)	T. arrastre (Pa)	Vd (m/s)	Pérdidas (m)
Desde	Hasta			Inicial	Final														
RED DE ZONA NORTE QUE DRENA POR GRAVEDAD HACIA PLANTA DE TRATAMIENTO																			
PVS 32	PVS 33	95.31	0.15	100.26	98.49	1.86	1.82	1.82	29.71	0.03	1.50	0.05	0.52	15%	0.38	0.01	2.52	0.88	0.01
PVS 33	PVS 35	106.02	0.15	98.49	96.52	1.86	1.83	1.83	29.79	0.06	1.50	0.05	0.52	15%	0.38	0.01	2.53	0.88	0.01
PVS 35	PVS 37	106.02	0.15	96.52	94.54	1.87	1.84	1.84	29.87	0.08	1.50	0.05	0.52	15%	0.38	0.01	2.55	0.88	0.01
PVS 37	PVS 20	105.98	0.15	94.54	92.31	2.10	2.07	2.07	31.68	0.11	1.50	0.05	0.49	14%	0.34	0.01	2.60	0.87	0.01
PVS 40	PVS 41	95.30	0.15	100.53	97.97	2.69	2.66	2.66	35.91	0.03	1.50	0.04	0.49	14%	0.34	0.01	3.34	0.99	0.01
PVS 41	PVS 43	106.02	0.15	97.97	96.16	1.70	1.67	1.67	28.46	0.06	1.50	0.05	0.52	15%	0.38	0.01	2.31	0.84	0.01
PVS 43	PVS 45	106.01	0.15	96.16	94.63	1.44	1.41	1.41	26.15	0.08	1.50	0.06	0.52	15%	0.38	0.01	1.95	0.77	0.01
PVS 45	PVS 18	105.99	0.15	94.63	92.94	1.60	1.57	1.57	27.59	0.11	1.50	0.05	0.52	15%	0.38	0.01	2.17	0.81	0.01
PVS 48	PVS 49	95.25	0.15	98.94	98.23	0.74	0.71	0.71	18.55	0.03	1.50	0.08	0.60	19%	0.46	0.02	1.21	0.63	0.01
PVS 49	PVS 51	106.03	0.15	98.23	96.00	2.10	2.07	2.07	31.68	0.06	1.50	0.05	0.49	14%	0.34	0.01	2.60	0.87	0.01
PVS 51	PVS 53	106.01	0.15	96.00	94.95	0.99	0.96	0.96	21.58	0.08	1.50	0.07	0.58	18%	0.44	0.02	1.54	0.70	0.01
PVS 53	PVS 55	106.00	0.15	94.95	94.00	0.90	0.87	0.87	20.54	0.11	1.50	0.07	0.58	18%	0.44	0.02	1.40	0.67	0.01
PVS 55	PVS 14	108.07	0.15	94.00	90.23	3.49	3.46	3.46	40.96	0.14	1.50	0.04	0.45	12%	0.30	0.01	3.84	1.04	0.01
PVS 59	PVS 60	95.23	0.15	98.38	97.90	0.50	0.47	0.50	15.57	0.03	1.50	0.10	0.62	20%	0.49	0.02	0.90	0.55	0.00
PVS 60	PVS 62	106.01	0.15	97.90	96.72	1.12	1.09	1.06	22.67	0.06	1.50	0.07	0.55	17%	0.41	0.02	1.59	0.71	0.01
PVS 62	PVS 64	106.02	0.15	96.72	94.67	1.93	1.90	1.90	30.35	0.08	1.50	0.05	0.49	14%	0.34	0.01	2.39	0.84	0.01
PVS 64	PVS 66	106.03	0.15	94.67	93.04	1.54	1.51	1.51	27.06	0.11	1.50	0.06	0.52	15%	0.38	0.01	2.09	0.80	0.01
PVS 66	PVS 12	108.03	0.15	93.04	90.39	2.45	2.43	2.43	34.33	0.14	1.50	0.04	0.49	14%	0.34	0.01	3.05	0.95	0.01

Pozo de Visita		L. Tramo (m)	Diámetro (m)	Elev. Tapa		Pendiente Terreno (%)	Pend. Tubo (%)	Pend. Tubo (%) Corr	Caida de alcant (m)	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo (m)	Vol Excavacion
Desde	Hasta			Inicial	Final					Arriba	Abajo	Arriba	Abajo		
RED DE ZONA NORTE QUE DRENA POR GRAVEDAD HACIA PLANTA DE TRATAMIENTO															
PVS 32	PVS 33	95.31	0.15	100.26	98.49	1.86	1.82	1.82	1.73	98.76	97.02	98.61	96.87	1.65	117.94
PVS 33	PVS 35	106.02	0.15	98.49	96.52	1.86	1.83	1.83	1.94	96.99	95.05	96.84	94.90	1.65	130.84
PVS 35	PVS 37	106.02	0.15	96.52	94.54	1.87	1.84	1.84	1.95	95.02	93.07	94.87	92.92	1.64	130.77
PVS 37	PVS 20	105.98	0.15	94.54	92.31	2.10	2.07	2.07	2.19	93.04	90.85	92.89	90.70	1.65	130.87
PVS 40	PVS 41	95.30	0.15	100.53	97.97	2.69	2.66	2.66	2.54	99.03	96.49	98.88	96.34	1.65	117.94
PVS 41	PVS 43	106.02	0.15	97.97	96.16	1.70	1.67	1.67	1.77	96.46	94.69	96.31	94.54	1.65	131.43
PVS 43	PVS 45	106.01	0.15	96.16	94.63	1.44	1.41	1.41	1.49	94.66	93.17	94.51	93.02	1.65	131.07
PVS 45	PVS 18	105.99	0.15	94.63	92.94	1.60	1.57	1.57	1.66	93.14	91.47	92.99	91.32	1.65	130.87
PVS 48	PVS 49	95.25	0.15	98.94	98.23	0.74	0.71	0.71	0.68	97.44	96.76	97.29	96.61	1.65	117.87
PVS 49	PVS 51	106.03	0.15	98.23	96.00	2.10	2.07	2.07	2.19	96.73	94.54	96.58	94.39	1.65	131.00
PVS 51	PVS 53	106.01	0.15	96.00	94.95	0.99	0.96	0.96	1.02	94.51	93.49	94.36	93.34	1.64	130.71
PVS 53	PVS 55	106.00	0.15	94.95	94.00	0.90	0.87	0.87	0.92	93.46	92.54	93.31	92.39	1.64	130.60
PVS 55	PVS 14	108.07	0.15	94.00	90.23	3.49	3.46	3.46	3.74	92.51	88.77	92.36	88.62	1.64	133.17
PVS 59	PVS 60	95.23	0.15	98.38	97.90	0.50	0.47	0.50	0.48	96.88	96.40	96.73	96.25	1.65	117.84
PVS 60	PVS 62	106.01	0.15	97.90	96.72	1.12	1.09	1.06	1.12	96.37	95.25	96.22	95.10	1.68	133.50
PVS 62	PVS 64	106.02	0.15	96.72	94.67	1.93	1.90	1.90	2.01	95.22	93.20	95.07	93.05	1.65	131.18
PVS 64	PVS 66	106.03	0.15	94.67	93.04	1.54	1.51	1.51	1.60	93.17	91.57	93.02	91.42	1.65	131.31
PVS 66	PVS 12	108.03	0.15	93.04	90.39	2.45	2.43	2.43	2.63	91.54	88.91	91.39	88.76	1.65	133.88
PVS 69	PVS 70	103.62	0.15	97.95	96.86	1.05	1.02	1.02	1.06	96.45	95.39	96.30	95.24	1.65	128.23
PVS 70	PVS 72	106.00	0.15	96.86	97.00	-0.13	-0.16	0.50	0.53	95.36	94.83	95.21	94.68	1.65	131.01
PVS 72	PVS 74	106.01	0.15	97.00	95.53	1.39	1.36	0.71	0.75	94.80	94.05	94.65	93.90	2.35	186.52
PVS 74	PVS 76	106.07	0.15	95.53	93.28	2.12	2.09	2.09	2.22	94.02	91.80	93.87	91.65	1.66	132.02
PVS 76	PVS 78	108.03	0.15	93.28	90.93	2.17	2.14	2.14	2.31	91.77	89.46	91.62	89.31	1.66	134.12
PVS 78	PVS 80	63.39	0.15	90.93	88.92	3.17	3.13	3.13	1.98	89.43	87.45	89.28	87.30	1.65	78.45
PVS 80	PVS 82	63.37	0.15	88.92	87.44	2.33	2.29	2.29	1.45	87.42	85.96	87.27	85.81	1.65	78.52
PVS 82	PVS 84	63.89	0.15	87.44	86.22	1.91	1.86	1.86	1.19	85.93	84.75	85.78	84.60	1.65	79.27
PVS 84	PVS 2	63.89	0.15	86.22	84.72	2.34	2.29	2.29	1.46	84.72	83.25	84.57	83.10	1.65	79.19

PERFIL LONGITUDINAL DE AVENIDA NO 5A



PROYECTO:
DISEÑO DE ALCANTARILLADO
SANTARIO MÁS PLANTA DE
TRATAMIENTO PARA CIUDADELA
DE INTERES SOCIAL DE 3088
VIVIENDAS LA VERCED

UBICACIÓN:
A 5 Kms de Ciudad Sandino,
Frente a Cd. El Doral,
Carretera Nueva Leon -
Managua

DISEÑO:
BR. JOSE A. PONCE B.
BR. BYRON A. BEJARANO.
BARILLAS
BR. THAIRO JOSE PAZ
ACUÑA

TUTOR:
MSC.ING. JOSE ANGEL
BALTODANO

CONTENIDO:
PERFILES LONGITUDINALES DE
ALCANTARILLADO SANTARIO

FECHA:
NOVIEMBRE 2018

ESCALA:
LEG. 1/1000

LÁMINA:
PERFILES 001/106

PERFIL LINGITUDINAL DE LINEA DE IMPULSION LA MERCED



PROYECTO:
DISEÑO DE ALCANTARILLADO
SANITARIO MÁS PLANTA DE
TRATAMIENTO PARA CIUDADELA
DE INTERES SOCIAL DE 3068
VIVIENDAS LA MERCED

UBICACIÓN:
A 5 Kms de Ciudad Sandino,
Frente a Cd. El Doral,
Carretera Nueva Leon -
Managua

DISEÑO:
BR. JOSE A. PONCE B.
BR. BYRON A. BEJARANO.
BARILLAS
BR. THAIRO JOSE PAZ
ACUÑA

TUTOR:
MSC.ING. JOSE ANGEL
BALDODANO

CONTENIDO:
PERFILES LONGITUDINALES DE
ALCANTARILLADO SANITARIO

FECHA:
NOVIEMBRE 2018

ESCALA:
LEG. 1/1000

LÁMINA:
PERFIL IMP 01/12

